



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE CUENCA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO Y EVALUACIÓN TÉCNICA DE VIVIENDAS UNIFAMILIARES
DESDE LA PERSPECTIVA DE SISMO RESISTENCIA: COMPARACIÓN
ENTRE GUADUA Y HORMIGÓN COMO MATERIALES DE
CONSTRUCCIÓN TRABAJO**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingeniero Civil

AUTORES: OMAR SEBASTIÁN JÁUREGUI REGALADO

NICOLAYA JHETZABEL APOLO MARTÍNEZ

TUTOR: ING. MAURO ANDRÉS VALLEJO BOJORQUE, MSC.

Cuenca - Ecuador

2025

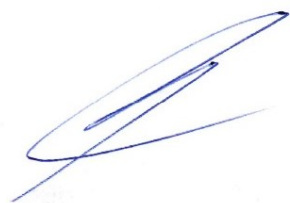
CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Omar Sebastián Jáuregui Regalado con documento de identificación N° 0150042562 y Nicolaya Jhetzabel Apolo Martínez con documento de identificación N° 1950065621 manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Cuenca, 28 de enero del 2025

Atentamente,



Omar Sebastián Jáuregui Regalado

0150042562



Nicolaya Jhetzabel Apolo Martinez

1950065621

CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Nosotros, Omar Sebastián Jáuregui Regalado con documento de identificación N° 0150042562 y Nicolaya Jhetzabel Apolo Martinez con documento de identificación N° 1950065621, expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto técnico: “Diseño y evaluación técnica de viviendas unifamiliares desde la perspectiva de sismo resistencia: Comparación entre guadua y hormigón como materiales de construcción trabajo”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 28 de enero del 2025

Atentamente,

Omar Sebastián Jáuregui Regalado

0150042562

Nicolaya Jhetzabel Apolo Martinez

1950065621

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Mauro Andrés Vallejo Bojorque con documento de identificación N° 0105736490, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: DISEÑO Y EVALUACIÓN TÉCNICA DE VIVIENDAS UNIFAMILIARES DESDE LA PERSPECTIVA DE SISMO RESISTENCIA: COMPARACIÓN ENTRE GUADUA Y HORMIGÓN COMO MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN TRABAJO, realizado por Omar Sebastián Jáuregui Regalado con documento de identificación N° 0150042562 y por Nicolaya Jhetzabel Apolo Martinez con documento de identificación N° 1950065621, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción Proyecto técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 28 de enero del 2025

Atentamente,

Ing. Mauro Andrés Vallejo Bojorque MSc.

0105736490

DEDICATORIA

Dedico la culminación y el resultado de este trabajo a mi familia. En especial, a mis padres y mi hermana, quienes han estado presentes en cada etapa de este camino, brindándome siempre su amor y apoyo incondicional. Ellos me han demostrado que soy capaz de lograr más de lo que imaginaba, y han estado a mi lado a pesar de las dificultades que surgieron. Con gran cariño, también dedico este logro a mi abuelito Ricardo, quien, si estuviera aquí, seguramente me miraría con orgullo por lo que he alcanzado.

Omar Sebastián Jáuregui Regalado

DEDICATORIA

A mis padres, Jorge Apolo y Mariela Martínez, con todo mi amor y gratitud.

Este logro es tanto mío como de ustedes. Gracias por su incondicional apoyo, por cada sacrificio y por cada palabra de aliento. Ustedes me enseñaron el valor del esfuerzo, la importancia de la educación y la fuerza de la perseverancia. Sin su guía y amor, este sueño no habría sido posible.

Gracias por siempre confiar en mí, por amarme y por nunca dejarme sola. Les dedico este trabajo con el corazón lleno de agradecimiento y orgullo. Los amo profundamente

Nicolaya Jhetzabel Apolo Martinez

AGRADECIMIENTO

Quiero expresar mi más profundo agradecimiento a todas las personas que hicieron posible la realización de esta tesis.

Primero y, ante todo, a mis padres, Jorge y Mariela, quienes siempre confiaron en mí y cuya constante paciencia, amor y apoyo incondicional me han guiado a lo largo de este camino. Sin su esfuerzo y sacrificio, este logro no habría sido posible.

A mi tía Paquita y a mi abuelita Débora, quienes siempre estuvieron al tanto de mí y se preocuparon constantemente por mi bienestar.

A Daniel, quien siempre confió en mí y nunca permitió que desistiera. Su apoyo incondicional ha sido un pilar fundamental en mi vida.

A María José, Leslie, Verónica, Arlett y Henry, quienes fueron mis compañeros de vida y mi apoyo durante todo este proceso. Su amistad y aliento fueron esenciales para superar cada obstáculo.

A mi compañero de tesis, Sebastián, que a lo largo de este camino se convirtió en un amigo incondicional. Gracias por tu apoyo y por los momentos de alegría que hicieron llevadero este camino.

A todos aquellos que, de una manera u otra, contribuyeron a mi formación académica y personal, les estoy eternamente agradecido. Este logro es también suyo.

Finalmente, agradezco a Dios por darme la fuerza y la determinación para alcanzar esta meta.

Nicolaya Jhetzabel Apolo Martínez

AGRADECIMIENTO

Agradezco profundamente a cada persona que ha estado en mi vida y que, a lo largo de estos últimos años, ha contribuido a forjar mi carácter y valores morales. En especial, agradezco a mis padres, Omar y Jacqueline, por siempre ofrecerme palabras de aliento cuando todo parecía estar mal. A mi hermana Analiss, por ser mi compañera en momentos cruciales, sin cuya presencia nada habría sido igual. A mis abuelitas Gladys y Digna, y a mis tíos y tías, quienes me han brindado su cariño y me han demostrado que siempre estarán presentes, sin importar la distancia o el tiempo.

Agradezco también a mis docentes y tutor, quienes han sido un apoyo fundamental para desarrollar las ideas y proyectos a lo largo de mi vida universitaria. A mi compañera de tesis, Nicolaya, quien se ha convertido en una amiga de gran confianza y ha sido un apoyo en momentos difíciles, demostrando siempre ser una gran persona y de quien espero seguir cultivando una larga amistad.

Finalmente, agradezco a cada persona que ha dejado mi vida y a cada persona que ha permanecido en ella; sin ustedes, no habría llegado hasta aquí.

Omar Sebastián Jáuregui Regalado

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I.....	1
GENERALIDADES.....	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Problema de Estudio	2
1.2.1 Antecedentes.....	3
1.2.2 Importancia y Alcance.....	6
1.2.3 Delimitación.....	7
1.3 Justificación.....	8
1.4 Objetivos	9
1.4.1 Objetivo general.....	9
1.4.2 Objetivos específicos.....	9
CAPÍTULO II	10
MARCO CONCEPTUAL	10
2.1 Resistencia sísmica	10
2.2 Materiales de Construcción.....	10
2.3 Normativas y Estándares.....	10
2.4 Sostenibilidad y Medio Ambiente	10
2.5 Evaluación Estructural.....	11
2.6 La caña Guadua como material estructural.....	11
2.6.1 Tipos de preservantes	12
2.6.2 Métodos de preservación.....	12
2.6.3 Propiedades mecánicas del bambú.....	13
2.6.4 Esfuerzos admisibles	14
2.7 Normativa nacional y extranjera aplicable.....	14
2.7.1 Situación normativa nacional actual	14
2.7.2 Norma internacional.....	15

2.8	Requisitos para el uso del bambú en la construcción	16
2.8.1.	Diseño estructural.....	17
2.8.2.	Detalles constructivos.....	17
2.9	Cimentaciones con bambú	18
2.9.1	Principios fundamentales para cimentaciones con bambú	18
2.9.2	Tipos de cimentaciones con bambú	19
2.9.3	Ventajas de las cimentaciones con bambú	19
2.9.4	Desafíos de las cimentaciones con bambú	19
2.10	Hormigón Armado	20
2.10.1	Resistencia a la compresión, resistencia a la fluencia y esfuerzo convencional	21
2.10.2	Acero de refuerzo	21
2.11	Análisis sísmico	22
2.11.1	Periodo de vibración.....	23
2.11.2	Carga sísmica reactiva W	24
2.11.3	Coeficiente de reducción de capacidad sísmica y comportamiento dúctil	24
2.12	Diseño sismorresistente en base a NEC-15	25
2.12.1	Distribución estructural	27
2.12.2	Problemas de configuración estructural en planta	28
2.12.3	Concentración de esfuerzos	28
2.12.4	Efectos torsionales.....	29
2.12.5	Falta de diafragma rígido.....	29
2.12.6	Caminos débiles para la transferencia de fuerzas	29
2.12.7	Dificultades en el análisis y diseño estructural	29
2.12.8	Longitud de la edificación	29
2.12.9	Geometría y disposición de elementos estructurales en planta.....	31
2.12.10	Discontinuidades en el sistema de piso	32

2.12.11 Distribución y concentración de masa.....	38
2.13 Consideraciones para diseño de elementos estructurales en caña guadua	
38	
2.13.1 Diseño de elementos sometidos a flexión.....	38
2.13.3 Deflexiones	39
2.13.4 Flexión	40
2.13.5 Estabilidad lateral y coeficiente de modificación (CL)	40
2.13.5 Momento Resistente	41
2.13.6 Esfuerzo Cortante Paralelo a las Fibras	42
2.13.7 Esfuerzo de tensión axial actuante	42
2.13.7 Esfuerzo Máximo de compresión paralela a la fibra	43
CAPÍTULO III.....	44
METODOLOGÍA Y OBTENCIÓN DE RESULTADOS	44
3.1 Planteamiento y análisis de la estructura	44
3.2 Prediseño de Elementos horizontales y verticales.....	48
3.3 Cálculo de Cargas actuantes.....	51
3.4 Pre dimensionamiento de Columnas	53
3.5 Pre dimensionamiento de vigas.....	56
3.5.1 Pre-diseño de vigas en el sentido Y.	58
3.5.2 Prediseño de vigas en el sentido X.....	65
3.6 Resumen de cargas y secciones transversales para elementos horizontales y verticales.....	66
3.6.1. Cargas.....	66
3.6.2. Losa	67
3.6.3. Vigas.....	67
3.6.4. Columnas:	68
3.7 Carga sísmica(s):	68
3.7.1. Determinación de periodo de vibración T.	69

3.7.2. Espectro de Diseño NEC 2015	74
3.7.3. Cálculo de cortante basal.....	76
3.8 Diseño en Hormigón Armado	79
3.8.1 Diseño en software.....	79
3.8.2 Análisis de Derivas	84
3.8.3 Diseño de Elementos.....	87
3.8.3.1 Diseño de Columnas.....	87
3.8.3.2 Diseño a flexión de viga.....	93
3.8.3.3 Diseño a corte de la viga.....	96
3.8.3.4 Diseño de cimentaciones.....	99
3.9 Diseño en Caña Guadua.....	108
3.9.1 Análisis y Planteamiento de la estructura.....	108
3.9.2 Análisis de cargas.....	108
3.9.3 Diseño de Elementos.....	110
3.9.3.1 Vigas de caña guadua.....	110
3.9.3.2 Determinación del porcentaje de conicidad.....	113
3.9.3.3 Determinación de la Inercia en sección transversal de caña guadua.	113
3.9.3.4 Determinación de Deflexiones admisibles.....	113
3.9.3.5 Prediseño de Columnas.....	115
3.10 Modelado de la estructura en caña guadua y análisis en el Software.....	120
3.11 Análisis de derivas.....	123
3.12 Comprobación de diseño en elementos de guadua.....	125
3.12.1 Comprobación de deflexión en la viga más solicitada	125
3.12.1.1 Estabilidad lateral	125
3.12.1.2 Momento resistente.....	126
3.12.1.3 Esfuerzo cortante paralelo a las fibras	127

3.12.2 Comprobación de diseño de elementos verticales	127
3.12.2.1 Verificación por esfuerzo de tensión axial actuante	128
3.12.2.2 Verificación del esfuerzo máximo de compresión paralela a la fibra	128
4.1 Resumen de diseño y comprobación de elementos de caña guadua.....	129
CAPÍTULO IV	130
ANÁLISIS DE RESULTADOS	130
4.1 Comportamiento estructural.....	130
4.1.1 Comparación y análisis de derivas en sismo	130
4.1.2 Comparación y análisis del centro de rigidez en las estructuras.....	130
4.1.3 Comparación y análisis de resultados en cortantes y momentos	134
4.1.3.1 Resultados en vigas.....	134
4.1.4 Comparación y análisis del peso sísmico en las estructuras.....	136
4.2 Comparación técnico-económica	137
4.2.1 Presupuestos y costos	137
4.2.2 Impacto medio ambiental	140
CONCLUSIONES	141
RECOMENDACIONES.....	142
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	144
ANEXOS	147

Índice de figuras

Figura 1 Cimentaciones con bambú	20
Figura 2 Espectro elástico de diseño en aceleraciones	23
Figura 3 Efecto P- Δ	24
Figura 4 Edificio de 6 niveles con desplazamientos de piso ante un sismo	25
Figura 5 <i>Distribución estructural</i>	28
Figura 6 <i>Relación largo/ancho edificaciones</i>	30
Figura 7 <i>Longitud excesiva en planta</i>	31
Figura 8 <i>Geometría en plantas irregulares</i>	32
Figura 9 <i>Retrocesos excesivos en la esquina</i>	32
Figura 10 <i>Discontinuidad en el sistema de pisos</i>	33
Figura 11. Ejes estructurales no paralelos	33
Figura 12 <i>Centro de rigidez no coincide con centro de masa</i>	34
Figura 13 <i>Distribución de muros portantes</i>	34
Figura 14 <i>Formas irregulares en elevación</i>	35
Figura 15 <i>Ejes verticales continuos</i>	35
Figura 16 <i>Continuidad de elementos estructurales</i>	36
Figura 17 <i>Piso débil</i>	36
Figura 18 <i>Losas planas con vigas banda. Fallos por punzonamiento</i>	37
Figura 19 <i>Concentraciones de masa</i>	38
Figura 20 Máximo esfuerzo admisible	40
Figura 21 Planteamiento Estructural Vista en 3D	46
Figura 22 Planteamiento Estructural Vista en planta	46
Figura 23 Vista en sentido X	47
Figura 24 Vista en sentido Y	47
Figura 25 Combinaciones de Carga	48
Figura 26 Detalle geometría de la losa	51
Figura 27 Detalle metro cuadrado de losa	51
Figura 28 Carga triangular sobre vigas perimetrales	58
Figura 29 Distribución de carga equivalente sobre viga.	60
Figura 30 Momentos aproximados para vigas continuas.	60
Figura 31 Diagrama de momentos aproximados en vigas perimetrales.....	61

Figura 32 <i>Distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el hormigón</i> (β1)	62
Figura 33 Momentos aproximados sobre viga perimetral.....	64
Figura 34 Carga triangular sobre viga central en sentido X.....	66
Figura 35 <i>Corte típico de losa, resumen de elementos estructurales</i>	67
Figura 36 Corte de viga tipo 1, resumen de elementos estructurales.....	67
Figura 37 Corte de viga tipo 2, resumen de elementos estructurales.....	67
Figura 38 Vista en planta de losa. vigas y columnas para análisis en software.	68
Figura 39 Datos para Espectro Sísmico.....	69
Figura 40 Datos para Periodo de Vibración T.....	69
Figura 41 Relación espectral por zona.....	71
Figura 42. Datos para el cálculo del periodo Tc.....	71
Figura 43 Tipos de suelo.....	71
Figura 44 Factor Fa en función de la zona sísmica.....	72
Figura 45 Factor Fd en función de la zona sísmica.....	72
Figura 46 Factor Fs en función de la zona sísmica.....	73
Figura 47 <i>Espectro de diseño para análisis sísmica</i>	75
Figura 48 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	76
Figura 49 <i>Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada</i>	76
Figura 50 <i>Diseño de Hormigón ($f'c=210\text{ kg/cm}^2$)</i>	79
Figura 51 <i>Diseño de Acero ($f'y=4200\text{ kg/cm}^2$)</i>	80
Figura 52. <i>Diseño de columnas</i>	80
Figura 53 <i>Diseño de vigas centrales</i>	81
Figura 54 <i>Diseño de losa</i>	81
Figura 55 <i>Asignación de cargas</i>	82
Figura 56 <i>Combinación de cargas</i>	82
Figura 57 <i>Diagrama de Momentos (Vista 3D)</i>	83
Figura 58 <i>Espectro de Respuesta, (NEC 15)</i>	83
Figura 59 <i>Derivas en sentido X</i>	84
Figura 60 <i>Derivas en sentido Y</i>	85
Figura 61 <i>Espectro de Respuesta, (NEC 15)</i>	87
Figura 62. <i>Diseño de columna en software</i>	88
Figura 63 <i>Resumen de diseño de columna en ETABS según ACI 318-14</i>	88
Figura 64 <i>Detalle de armado de columna</i>	89

Figura 65 Medidas del armado de columna.....	89
Figura 66 Diagrama de Interacción para Flexocompresión.....	92
Figura 67 Modelo de pórtico en ETABS.....	93
Figura 68 Corte viga Eje B.....	95
Figura 69 Cortes de viga Tipo 1 y 2.....	96
Figura 70 Corte de viga con mayores solicitaciones eje C.....	98
Figura 71 Aplicación de la carga sobre zapata	100
Figura 72. Corte de zapata.....	101
Figura 73. Aplicación de carga vertical sobre zapata.....	102
Figura 74 Aplicación de carga en condiciones últimas	103
Figura 75 Diagrama de zapata para diseño de refuerzos	104
Figura 76 Detalle de armado de zapata	105
Figura 77 Detalle de armado de zapata	106
Figura 78 Detalle de entrepiso de caña guadua.....	109
Figura 79 Distribución de carga sobre culmo de caña guadua	110
Figura 80 Distribución de carga equivalente y sección de culmo.....	111
Figura 81 Vigas y Viguetas (Culmos).....	111
Figura 82 Sección transversal para la viga en caña guadua.	114
Figura 83 Anclaje mediante varillas de acero.....	116
Figura 84 Conexión columna-cimentación.....	116
Figura 85 <i>Columna conformada por 8 culmos</i>	119
Figura 86 Materiales.....	120
Figura 87 Dimensiones Elementos.....	120
Figura 88 Asignación de Cargas	121
Figura 89 Combinaciones de Cargas.....	122
Figura 90 Espectro de Respuesta	122
Figura 91 Derivas X	123
Figura 92 Derivas Y	124
Figura 93 Deflexión en Viga Analizada.....	125
Figura 94 Sección de viga de grupo de culmos	125
Figura 95 <i>Momento Actuante en viga analizada.</i>	126
Figura 96 Esfuerzo cortante en viga analizada	127
Figura 97 Fuerza axial transmitida.....	128

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Módulos de elasticidad para el bambú en MPa	14
Tabla 2 Esfuerzos admisibles MPa.....	14
Tabla 3 <i>Condiciones para definir el tipo de Losa</i>	48
Tabla 4 <i>Espesor mínimo de losa de dos direcciones</i>	49
Tabla 5 <i>Altura equivalente de una losa maciza a losa alivianada</i>	50
Tabla 6 Coeficiente α	53
Tabla 7 Tipos de columnas	53
Tabla 8 Tipificación y altura de columnas.....	54
Tabla 9. Datos de las secciones de columnas.....	55
Tabla 10 Tipo de Estructura.....	70
Tabla 11 <i>Valores de factor Z en función de la zona sísmica adoptada</i>	70
Tabla 12 Datos para la elaboración de la curva de espectro de aceleración sísmica.....	73
Tabla 13 Datos del espectro	74
Tabla 14 <i>Factores para Cálculo del Cortante Basal</i>	77
Tabla 15 <i>Factores para Calculo del Cortante Basal</i>	78
Tabla 16 <i>Análisis sísmico de conformidad con la NEC 15</i>	86
Tabla 17 Resumen de diseño y comprobación de hormigón	108
Tabla 18 <i>Cargas de Entrepiso de Caña Guadua</i>	109
Tabla 19 Sección Transversal Culmo.....	110
Tabla 20 Combinaciones de cargas para el diseño.....	112
Tabla 21 Condiciones de Carga (Deflexión).....	113
Tabla 22 Valores admisibles para deflexiones NEC-SE-CG.....	115
Tabla 23 Coeficientes K para condiciones de apoyo.....	117
Tabla 24 Parámetros de relación de esbeltez	119
Tabla 25 Resumen de diseño y comprobación de elementos de caña guadua .	129
Tabla 26 Centro de rigidez Estructura de hormigón	131
Tabla 27 Centro de rigidez estructura de caña guadua	132
Tabla 28 Recorte de resultados de cortante y momento para vigas de hormigón	134
Tabla 29 Recorte de resultados de cortante y momento para vigas de guadua	134
Tabla 30 Resumen de comparación cortantes y momentos	135

Tabla 31 Peso Sísmico en la estructura de hormigón.....	136
Tabla 32 Peso Sísmico en la estructura de guadua.....	136
Tabla 33 Recorte del presupuesto calculado para casa de hormigón	138
Tabla 34 Presupuesto casa de caña guadua.....	139
Tabla 35 Cronograma preliminar planteado	140

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1 Predimensionamiento de elementos horizontales.....	147
Anexo 2 Resumen de cargas	148
Anexo 3 Áreas Cooperantes.....	149
Anexo 4 Pre-dimensionamiento de columnas de hormigón	150
Anexo 5 Pre-dimensionamiento de vigas de hormigón	151
Anexo 6 Pre-dimensionamiento de vigas de guadua.....	152
Anexo 7 Resumen de elementos HG – GD.....	155
Anexo 8 Cimentaciones	156
Anexo 9 Planos Estructura de Hormigón.....	157
Anexo 10 Planos de estructura de caña guadua	160

RESUMEN

La investigación que se presenta a continuación tuvo como propósito el diseño de una vivienda unifamiliar empleando dos tipologías estructurales: pórticos de hormigón armado y estructuras de caña Guadua. Ambas propuestas se elaboraron cumpliendo con los lineamientos establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), y se utilizaron herramientas como ETABS para modelar y analizar su comportamiento frente a cargas sísmicas.

Tras la finalización de los diseños, se realizó un análisis comparativo exhaustivo acerca del desempeño estructural y la viabilidad técnica y económica de cada alternativa. Los resultados mostraron diferencias notables entre las dos soluciones. La vivienda construida con hormigón armado se destacó por su mayor rigidez y capacidad para soportar fuerzas cortantes y momentos flectores elevados, lo que la convierte en una opción adecuada para enfrentar condiciones de cargas distribuidas considerables.

En contraste, la estructura de caña Guadua, aunque más ligera y sostenible, presentó derivas que superaron el 2%, lo que evidencia la necesidad de aplicar técnicas de reforzamiento para aumentar su rigidez y garantizar su integridad estructural. En este caso, resultó necesario incrementar el tamaño de las columnas formadas por culmos de Guadua, asegurando así el cumplimiento de lo establecido en la normativa correspondiente.

En cuanto a los pesos sísmicos, la vivienda de hormigón armado resultó ser aproximadamente un 15.7% más pesada que la de caña Guadua, lo que provocó un incremento en las fuerzas inerciales durante los eventos sísmicos. No obstante, el menor peso de la estructura de Guadua contribuyó a disminuir las exigencias estructurales, marcándola como una opción económica y eficiente para áreas propensas a sismos, siempre que se consideren arriostramientos y refuerzos adecuados.

Finalmente, este estudio evidencia el alto potencial de la caña Guadua como material estructural sostenible y económico, especialmente en contextos rurales. Sin embargo, es fundamental que su uso se respalde con diseños que cumplan con los estándares de seguridad estructural. Los hallazgos obtenidos ofrecen una base sólida para la realización de futuras investigaciones y promueven el desarrollo de materiales innovadores y técnicas constructivas sostenibles.

Palabras Clave: Caña Guadua, Hormigón armado, Comportamiento sísmico, Viviendas unifamiliares, Análisis estructural, Sostenibilidad.

ABSTRACT

The research presented below aimed to design a single-family house using two structural typologies: reinforced concrete frames and Guadua bamboo structures. Both proposals were developed in compliance with the guidelines established by the Ecuadorian Construction Standard (NEC), and tools such as ETABS were employed to model and analyze their behavior under seismic loads.

After completing the designs, a comprehensive comparative analysis was conducted regarding the structural performance and technical and economic feasibility of each alternative. The results revealed notable differences between the two solutions. The house built with reinforced concrete stood out for its greater stiffness and ability to withstand high shear forces and bending moments, making it a suitable option for conditions involving significant distributed loads. In contrast, the Guadua bamboo structure, while lighter and more sustainable, exhibited drifts exceeding 2%, highlighting the need for reinforcement techniques to increase its stiffness and ensure its structural integrity.

In terms of seismic weights, the reinforced concrete house was approximately 15.7% heavier than the Guadua bamboo house, which resulted in increased inertial forces during seismic events. However, the lighter weight of the Guadua structure contributed to reducing structural demands, making it an economical and efficient option for seismic-prone areas, provided that adequate bracing and reinforcements are considered.

Finally, this study demonstrates the high potential of Guadua bamboo as a sustainable and cost-effective structural material, particularly in rural contexts. However, it is essential that its use be supported by designs that comply with structural safety standards. The findings obtained provide a solid foundation for future research and promote the development of innovative materials and sustainable construction techniques.

Key Words: Guadua bamboo, Reinforced concrete, Seismic behavior, Single-family housing, Structural analysis, Sustainability.

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1 Introducción

La sismicidad es un fenómeno natural que plantea un desafío significativo en el diseño y construcción de viviendas, especialmente en zonas propensas a terremotos. Garantizar la seguridad estructural de las viviendas unifamiliares es una prioridad en la ingeniería civil, lo que demanda el uso de materiales y técnicas constructivas que aseguren un desempeño óptimo frente a eventos sísmicos. En este contexto, el hormigón armado se ha consolidado como el material más utilizado debido a sus propiedades de resistencia, rigidez y adaptabilidad. Sin embargo, la creciente atención hacia la sostenibilidad ambiental y la economía local ha impulsado la exploración de alternativas como lo es la caña Guadua, siendo este un recurso renovable con bajo impacto ambiental.

Esta investigación tiene como objetivo principal diseñar una vivienda unifamiliar utilizando dos tipologías estructurales: pórticos de hormigón armado y caña Guadua, y analizar su comportamiento sísmico.

El estudio también resalta la importancia de la caña Guadua desde un enfoque ambiental, subrayando su capacidad para impulsar la sostenibilidad dentro del sector de la construcción. De esta forma, la investigación no solo pretende optimizar el desempeño estructural, sino también fomentar soluciones que consideren el impacto ecológico y las necesidades locales, proponiendo una alternativa viable al hormigón armado.

1.2 Problema de Estudio

En regiones de alta sismicidad, la seguridad de las viviendas unifamiliares constituye un factor que afecta directamente la calidad de vida y el bienestar de quienes la habitan. A pesar de los avances en ingeniería estructural, la mayoría de las viviendas en áreas rurales y periurbanas de países en desarrollo se construyen con materiales convencionales como el hormigón armado. Este material, aunque eficaz, implica un impacto ambiental significativo, ya que genera grandes emisiones de carbono debido a su fabricación.

Al mismo tiempo, se observa una limitada utilización de materiales sostenibles de origen local, como la caña Guadua, que tiene el potencial de convertirse en una alternativa viable para la construcción de viviendas resistentes a sismos. Sin embargo, la falta de conocimientos técnicos y la ausencia de normativas claras que regulen su uso como material estructural dificultan su adopción, a pesar de sus propiedades físicas y mecánicas favorables. Además, existe una escasez de estudios comparativos que evalúen el comportamiento sísmico de estructuras de hormigón armado y caña Guadua bajo condiciones similares. Esta brecha de conocimiento limita el desarrollo de soluciones constructivas más sostenibles y adecuadas para regiones con alta sismicidad.

Por esta razón, surge la necesidad de analizar y comparar el comportamiento estructural de la caña Guadua, así como la factibilidad técnica y económica de la caña Guadua en comparación con el hormigón armado, con el objetivo de aportar información técnica que respalde su empleo en viviendas unifamiliares en zonas de alta sismicidad.

1.2.1 Antecedentes

A lo largo de la historia, la construcción de estructuras civiles, particularmente de viviendas, ha estado caracterizada por el empleo de materiales tradicionales como el hormigón armado y sus derivados. Estos materiales han demostrado ser eficaces en cuanto a resistencia y durabilidad, lo que los ha convertido en la elección predominante en muchas regiones del mundo. Sin embargo, en las últimas décadas, el rápido crecimiento demográfico y la creciente demanda de soluciones habitacionales accesibles han puesto en evidencia las limitaciones asociadas a los materiales convencionales, como los altos costos, el tiempo de construcción y su impacto ambiental.

En este contexto, se ha fomentado el desarrollo y la investigación de materiales alternativos que puedan responder a estas necesidades de manera eficiente y sostenible. Entre estas opciones destaca la caña Guadua, un material natural que, debido a sus características físicas y mecánicas, se ha empleado tradicionalmente en distintas partes del mundo, particularmente en zonas tropicales. La Guadua no solo ofrece ventajas en términos de costo y rapidez de construcción, sino que también es un material ecológico, al ser renovable y de bajo impacto ambiental.

El creciente interés en la Guadua como material estructural ha llevado al desarrollo de normativas específicas para regular su empleo en la construcción, asegurando que las estructuras construidas con este material cumplan con estándares de seguridad, incluyendo la resistencia sísmica. En este sentido, la Guadua se presenta como una opción viable para edificaciones unifamiliares, abriendo la posibilidad de compararla con materiales tradicionales como el hormigón armado en escenarios de alta actividad sísmica. En este contexto, la NEC deberá ser cumplida con rigor en todo sector de la industria constructiva del país, según lo establecido en el Código Orgánico de Organización Territorial, Autonomía y Descentralización (COOTAD); de forma que su objetivo principal sea optimar la forma de vida de quienes viven en nuestro país, fomentando la seguridad y prevención en la construcción. Entre sus aspectos destacados se encuentran el diseño sismo resistente, parámetros de seguridad y calidad, eficiencia energética, habitabilidad y salud, así como la asignación de responsabilidades y derechos en los procesos constructivos (Socarrás y Álvarez Deulofeu, 2021).

La caña Guadua, con nombre científico *Angustifolia Kunth* (GaK) se encuentra entre las variadas y más de 1200 especies de bambú reconocidas a nivel global. Se trata

de un bambú robusto que se desarrolla sobre todo en zonas tropicales y sus ramas pueden llegar a tener una elevación cercana a los 30 metros. El bambú pertenece a la subfamilia de gramíneas conocida como bambusoideae y, a diferencia de las maderas, se caracteriza por su rápido crecimiento y regeneración natural, sin la necesidad de replantarlo tras el uso correcto, lo que conlleva beneficios productivos y económicos (Socarrás y Álvarez Deulofeu, 2021).

Los bambúes pertenecientes al género guadúa son nativos de Centro y Suramérica, con alrededor de 32 especies identificadas. En particular, la *Guadua angustifolia* Kunth es originaria de Ecuador y sus países vecinos como Colombia y Perú. Actualmente, su cultivo se ha expandido a otros países debido a su notable potencial para diversas aplicaciones, como la fabricación de artesanías, muebles y su uso en la construcción, gracias a sus destacadas propiedades mecánicas y físicas.

Desde tiempos precolombinos, este material ha sido utilizado como parte de la construcción con gran importancia. Como evidencia de su durabilidad, pese al paso del tiempo, aún se mantienen en pie después de más de un siglo. Estas construcciones se encuentran a lo largo del país de Colombia y en ciudades como Guayaquil, Jipijapa y Montecristi en Ecuador. Asimismo, en la región norte de Perú, específicamente en localidades como Piura y Tumbes, se ha consolidado una tradición histórica en el uso de este material para la edificación de viviendas. (Bello y Villacreses, 2021)

La caña *Guadua* destaca frente a otras especies de su género debido a las propiedades estructurales de sus tallos, especialmente por su relación peso-resistencia, que puede ser comparable o incluso superior a la de ciertas maderas. Además, su desempeño en términos de absorción de energía y capacidad para soportar mayores niveles de flexión la posiciona como un material idóneo para edificaciones resistentes a sismos, llegando a compararse con el acero y algunas fibras avanzadas de alta tecnología. (Bedoya, 2021). Otro punto para tener en cuenta es que, debido a las propiedades de la GaK como materia prima local y como recurso renovable, brinda la oportunidad de reducir la huella ecológica de los edificios, lo cual es crucial para uno de los sectores industriales más contaminantes del mundo (Socarrás y Álvarez Deulofeu, 2021).

Para la elaboración del presente documento se ha tomado como referencia lo establecido en la NEC-SE-GUADUA y la Norma Sismo Resistente NSR-10 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, las sugerencias básicas dictadas en esta normativa pueden aplicarse tanto en proyectos de estructuras completamente diseñadas en *Guadua* como en estructuras combinadas. Los requisitos presentados aquí son

generales y están orientados a todos los expertos en ingeniería, arquitectura o campos relacionados, siempre que se cumplan adecuadamente los requisitos establecidos en esta normativa.

La caña guadua ha sido considerada como un material viable para la construcción de viviendas sísmo resistentes en la ciudad de Manta, Ecuador, después de los eventos sísmicos que ocurrieron en el país, como el terremoto de 7.8 grados en la escala de Richter en abril de 2016. Las autoridades y constructores del país han analizado la posibilidad de utilizar materiales sísmo resistentes para obtener estructuras habitables, seguras y agradables, y la caña guadua ha surgido como una opción (Álava y otros, 2020).

El propósito del estudio sobre el uso de la caña guadua en la edificación de viviendas resistentes a terremotos es determinar la factibilidad de este material ante sucesos sísmicos y destacar su potencial como una opción segura y duradera. Además, el objetivo es liberar la caña guadua de su vinculación con la pobreza y la exclusión social, fomentando su reforestación y empleo en la edificación de hogares.

Este estudio ofrece datos valiosos tanto para la población en general como para las compañías de construcción, con el objetivo de incrementar el entendimiento acerca del uso de la caña guadua y la manera más apropiada de emplear este recurso; en zonas donde este sea de uso rentable y asequible para los habitantes

La edificación de hogares utilizando materiales no convencionales, como la caña guadúa, puede representar una opción auténtica y atractiva para satisfacer las demandas sociales, locales y económicas en la creación de viviendas asequibles. La caña guadúa es un material que tiene un impacto medioambiental reducido en su fabricación y ciclo de vida, y puede ser certificada para garantizar su producción y procedencia sustentable (Álava y otros, 2020).

Es crucial fomentar la edificación de hogares dignos y asequibles para asegurar el derecho a una vivienda apropiada y digna para todos los individuos, independientemente de su condición social y económica. Esto ayudará a elevar el nivel de vida de los habitantes y a disminuir el déficit de viviendas en Ecuador.

1.2.2 Importancia y Alcance

La importancia de la investigación se mide por cómo facilita la creación de soluciones de construcción localmente relevantes y ambientalmente sostenibles en regiones que experimentan alta actividad sísmica. Como material alternativo, la guadua tiene ventajas significativas en términos de economía y comunidad circundante. Su capacidad para ser cultivada rápidamente y ser recolectada de nuevo, hacen de este un material con la capacidad de reducir la huella de carbono creada por el ser humano dentro del área de la construcción. Desde esta perspectiva, el análisis comparativo del hormigón reforzado y la guadua destacará las fortalezas y debilidades de estos materiales en aplicaciones estructurales. Esto no solo facilitará la aceptación por parte de la comunidad de ingeniería civil, sino que también impulsará los casos para la adopción de estos materiales en los códigos y normas de construcción civil. Además, esta investigación puede servir como base para trabajos futuros destinados a mejorar la aplicación de materiales amigables con el medio ambiente en diseños estructurales, ayudando a la comunidad a adaptarse a desastres naturales y permitiendo un desarrollo urbano más responsable. Este estudio se centra en el proceso de diseño, modelado y evaluación de viviendas de un solo piso, y en la evaluación sísmica con dos tipos de materiales estructurales: concreto y caña de guadua.

Se considerará que el estudio se realiza solo para aquellas viviendas ubicadas donde existe mayor riesgo sísmico y bajo las normativas como la NEC y el NSR-10, relativo a las estructuras de cañas Guadua. El alcance técnico incluye la construcción de modelos estructurales con grado de detalle suficiente y la utilización de reconocidos programas de análisis estructural tales como ETABS o SAP2000 además la determinación de la resistencia, rigidez, deformaciones, y energía absorbida por la estructura al momento de sufrir un sismo. Por otro lado, se analizará la rentabilidad en el uso de ambos materiales en relación al costo de la construcción, su disponibilidad y su sostenibilidad.

1.2.3 Delimitación

El estudio no tiene en cuenta factores de durabilidad a largo plazo y mantenimiento para las estructuras, ni incluye viviendas con más de un piso o de uso distinto al residencial. Asimismo, no trata factores socioculturales que podrían determinar el grado de receptividad de la Guadua para su uso constructivo en comunidades específicas. Igualmente, el estudio carece de un estudio de viabilidad económica que cubra en detalle los aspectos a tener en cuenta en la ejecución de este tipo de obras civiles, por lo que los estudios económicos podrían ser una de las opciones para análisis futuros.

De esta manera, la investigación se limita a una comparación técnica y económica en una región definida, con la intención de crear una base de datos que pueda utilizarse en otros trabajos destinados a mejorar la resiliencia y sostenibilidad en la construcción de viviendas unifamiliares.

1.3 Justificación

La investigación sobre el diseño y la evaluación técnica de viviendas unifamiliares desde la perspectiva de la resistencia sísmica, con un enfoque en la comparación entre la Guadua y el hormigón como materiales de construcción, surge como respuesta a una necesidad imperante en muchas regiones del mundo. En áreas propensas a terremotos, es crucial edificar viviendas que puedan resistir sismos para asegurar la protección y el bienestar de los habitantes. Esta analogía directa entre la Guadua, un material renovable de rápido desarrollo, y el hormigón, que es más tradicional, pero demanda procesos industriales intensivos, se sitúa en un contexto más extenso de sostenibilidad y creciente conciencia ambiental (Socarrás y Álvarez Deulofeu, 2021).

Además de los aspectos medioambientales, el factor económico también tiene un rol importante en este estudio. Al ser un material local en numerosas zonas y potencialmente más asequible, la Guadua ofrece la oportunidad de disminuir los gastos en la edificación de hogares, particularmente en zonas donde el concreto puede ser más costoso. Este estudio financiero, sumado al análisis técnico de la resistencia sísmica de ambos materiales, ayudará a establecer la factibilidad y eficacia de emplear Guadua en vez de concreto en viviendas unifamiliares (Muñoz Jiménez, 2017).

Otro elemento crucial de este estudio es el rendimiento estructural de la Guadua y el concreto ante cargas de terremotos. La comparación directa de su habilidad para absorber energía, resistir la compresión, flexibilidad y deformarse bajo condiciones de terremoto permitirá determinar qué material proporciona mayores garantías en cuanto a seguridad estructural. Estos descubrimientos no solo tendrán repercusiones prácticas en la edificación de hogares, sino que también fomentarán el progreso de la ingeniería estructural y el diseño arquitectónico en cuanto a innovación y progreso tecnológico (MIDUVI, 2016).

El propósito de este estudio es tratar aspectos fundamentales como la sostenibilidad, el costo, la seguridad estructural y el progreso tecnológico en el diseño y la valoración técnica de viviendas unifamiliares. La comparativa entre la Guadua y el hormigón como materiales de edificación en relación a la resistencia sísmica aportará datos útiles para optimizar las técnicas de construcción, fomentar la sostenibilidad del medio ambiente y asegurar la protección de las construcciones en áreas susceptibles a sismos (MIDUVI, 2017).

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Evaluar el comportamiento sísmico de una estructura tipo vivienda unifamiliar diseñada con pórticos de hormigón armado y caña Guadua.

1.4.2 Objetivos específicos

- Diseñar los elementos estructurales utilizando tanto hormigón armado como caña Guadua, considerando las normativas y estándares de resistencia sísmica aplicables.
- Calcular la respuesta estructural de la vivienda frente a acciones sísmicas utilizando un software de cálculo estructural reconocido.
- Comparar el comportamiento sísmico de la estructura diseñada con pórticos de hormigón armado y caña Guadua, analizando aspectos como resistencia, rigidez, deformaciones y capacidad de absorción de energía.
- Evaluar la viabilidad técnica y económica de utilizar caña Guadua como material estructural en viviendas unifamiliares en áreas sísmicas, considerando factores como costos, disponibilidad local y sostenibilidad ambiental.

CAPÍTULO II

MARCO CONCEPTUAL

2.1 Resistencia sísmica

La sismo-resistencia se puede conceptualizar como la capacidad propia de una estructura para soportar y mitigar las fuerzas que un sismo produce, previniendo daños mayores o desplomes. Para Socarrás & Álvarez Deulofeu (2021), esta resistencia es fundamental para obtener seguridad y estabilidad en zonas donde las construcciones puedan estar sometidas a terremotos, y la cual se consigue mediante diseños estructurales que absorban y disipen la energía producida por los movimientos telúricos.

2.2 Materiales de Construcción

Los materiales de construcción se refieren a los elementos utilizados en la edificación de viviendas unifamiliares, como el hormigón armado y la caña Guadua. Según MIDUVI (2017), en su obra "Materiales de Construcción para Ingenieros", estos materiales poseen propiedades estructurales específicas que influyen en la resistencia, durabilidad y comportamiento ante cargas sísmicas de las estructuras construidas con ellos. La elección de los materiales adecuados es crucial para garantizar la estabilidad y seguridad de las edificaciones.

2.3 Normativas y Estándares

Las regulaciones y directrices comprenden un conjunto de disposiciones técnicas emitidas por organismos tanto locales como globales, orientadas a la construcción de estructuras que puedan soportar fuerzas sísmicas. Para Muñoz Jiménez (2017), estas regulaciones definen los estándares de diseño sísmico, especificaciones de materiales y procedimientos de análisis estructural que se deben aplicar para garantizar la seguridad y estabilidad de los edificios.

2.4 Sostenibilidad y Medio Ambiente

La sostenibilidad y el medio ambiente en el ámbito de la edificación aluden a la búsqueda de métodos y materiales que reduzcan el efecto en el medio ambiente y fomenten la utilización eficaz de recursos naturales. De acuerdo con el Consejo Mundial de Edificaciones Verdes (WGBC) en su documento "Informe sobre Construcción Sostenible", este método tiene como objetivo disminuir las emisiones de carbono, maximizar la utilización de energía y materiales renovables, y elevar la calidad ambiental de los edificios.

2.5 Evaluación Estructural

La evaluación estructural es el proceso de análisis y cálculo utilizado para determinar la capacidad de una estructura para resistir cargas y acciones externas, como las fuerzas sísmicas. Según James M. Gere y Barry J. Goodno en el libro "Mecánica de Materiales", este proceso implica el uso de métodos y herramientas de análisis estático y dinámico para evaluar la resistencia, rigidez, deformaciones y capacidad de absorción de energía de las estructuras construidas.

2.6 La caña Guadua como material estructural

La Guadua angustifolia Kunth (GaK) es un material ortotrópico, lo que significa que tiene resistencia en diferentes direcciones. Para simplificar los cálculos, se define un sistema de coordenadas con tres ejes en los que puede actuar una carga. Es importante seguir las recomendaciones de las normas de acuerdo con el lugar donde se quiera construir. En este caso, se utilizará la norma NEC-SE-GUADUA y se seguirán las condiciones necesarias para realizar un análisis estructural.

Se ha investigado la resistencia y elasticidad a la flexión de la Guadua angustifolia Kunth. Se han llevado a cabo estudios acerca de las deflexiones de la guadua sometida a esfuerzos de flexión con cargas constantes en diversos entornos, como Bogotá. Se emplearon modelos de Burger y Findley para estudiar su conducta. Adicionalmente, se ha investigado la resistencia natural de la Guadua angustifolia Kunth ante el ataque de hongos ligninolíticos, lo que la sitúa como una opción para nuevos usos.

En cuanto al análisis estructural, es importante considerar las propiedades físicas y mecánicas de la Guadua angustifolia Kunth. Se han realizado estudios de caracterización física, química y mecánica de las fibras de guadua, utilizando técnicas como la microscopía electrónica de barrido y ensayos de absorción de humedad, densidad aparente y tensión en las fibras. Estos estudios han permitido determinar la viabilidad de utilizar la guadua como refuerzo en materiales compuestos para la construcción.

Según Franco & Baque (2020), la norma recomienda:

- Selección de culmos: La madurez de los culmos se alcanza entre los 4 y 6 años, lo que los convierte en el momento óptimo para su uso en construcción.
- Corte de Culmos: El corte debe realizarse entre las 5 y 9 de la mañana, preferentemente durante la fase de luna cuarto menguante.
- Transporte: El transporte de los culmos varía según el tipo de vehículo utilizado, pudiendo transportar culmos de longitudes de 6, 9 y 12 metros.

- **Preservación:** El método utilizado para la preservación de los culmos es mediante inmersión, perforando el culmo para permitir el ingreso de ácido bórax. La mezcla de preservante se prepara con 2 kg de ácido bórax en 96 litros de agua.
- **Secado y almacenamiento:** Los culmos deben dejarse secar hasta que alcancen el contenido de humedad adecuado según las condiciones del lugar. Posteriormente, deben ser almacenados en un lugar alejado de agentes externos que puedan dañarlos, como la humedad excesiva, la luz solar directa o plagas.

2.6.1 Tipos de preservantes

La protección de los culmos de guadua logra alcanzarse empleando los propios preservantes recomendados para estructuras de madera con baja durabilidad natural, tal como se indica en el capítulo NEC-SE-MD, sección 3.5.4. Estos preservantes se dividen principalmente en dos tipos:

- a) Preservantes hidrosolubles.
- b) Preservantes óleos solubles.

Es fundamental asegurar que los preservantes empleados garanticen la durabilidad del material tratado a lo largo del tiempo.

2.6.2 Métodos de preservación

Preservación por Avinagrado: Este es un método natural el cual no requerirá de aditivos. Se lo podría ejecutar directamente en la plantación después de que haya cortado, manteniendo los culmos con sus ramas y hojas, apoyados verticalmente junto a otros culmos. Este proceso debe durar aproximadamente tres semanas antes de proceder con el apeo o tumbo.

Preservación por Inmersión: Este es una técnica de las cuales es de las más empleadas y se lleva a cabo siguiendo las etapas siguientes:

- Perforación longitudinal de los diafragmas interiores de los culmos con una varilla de acero de entre 12 mm (1/2”) y 16 mm (5/8”) de diámetro.
- Limpieza externa de los culmos para evitar la contaminación del líquido preservante. Se utilizarán materiales o líquidos suaves, que no dañen ni rayen la epidermis del culmo.
- Los culmos se sumergen en un tanque con el líquido preservante previamente preparado. La dosis recomendada es de 2 kg de bórax y

ácido bórico por cada 96 litros de agua. Para una disolución adecuada, los polvos deben ser diluidos parcialmente en recipientes de 5 galones de agua a temperaturas entre 50°C y 80°C.

- La introducción de los culmos debe hacerse de forma que el extremo superior quede a nivel del agua para permitir que el aire se libere, creando burbujas en la superficie.
- Después del tiempo de inmersión recomendado (mínimo 5 días a temperatura ambiente o 6 horas a una temperatura entre 60°C y 80°C para la GaK rolliza), los culmos se retiran y escurren para su secado final.
- Tras la extracción, los culmos se colocan en posición inclinada, con la base o parte más gruesa hacia arriba, para facilitar el drenaje del exceso de líquido preservante antes de trasladarlos al sitio de secado.
- Para que los culmos puedan absorber el preservante, el contenido de humedad de la GaK debe ser al menos del 30%, medido con un higrómetro digital.
- El contenido de humedad de los culmos debe ser verificado con un higrómetro, el cual debe tener una calibración baja adecuada para maderas duras tipo A.

2.6.3 Propiedades mecánicas del bambú

El módulo de elasticidad se calcula a partir de la relación entre la carga aplicada sobre una muestra y la deformación resultante en esta. Según la NEC-SE-GUADUA, los valores recomendados para el módulo de elasticidad están especificados en la Tabla 1. Además, se establece que para el análisis de elementos estructurales se debe emplear el módulo E0.5 como referencia. Por otro lado, el módulo Emin es utilizado en el cálculo de los coeficientes de estabilidad, como el de vigas (CL) y el de columnas (Cp). Para garantizar la serviciabilidad y calcular las deflexiones, se debe considerar el módulo de elasticidad E. La elección del valor apropiado del módulo de elasticidad, basado en los datos de la Tabla 3, queda a discreción del ingeniero encargado del cálculo. (MIDUVI, 2016)

Tabla 1 Módulos de elasticidad para el bambú en MPa

Módulo percentil 5 ($E_{0.5}$)	Módulo percentil 5 ($E_{0.05}$)	Módulo mínimo (E_{min})
12000	75000	4000

Nota. Tabla 3 Fuente: (MIDUVI, 2016)

2.6.4 Esfuerzos admisibles

En la siguiente tabla se visualizan los distintos valores con referencia a esfuerzos permisibles, los cuales son propuestos en la normativa correspondiente por la NEC con respecto a construcciones de guadua (NEC-SE-GUADUA). Estos se derivan de ensayos realizados en muestras de bambú en conformidad con las especificaciones y normativa internacional de la INBAR.

Tabla 2 Esfuerzos admisibles MPa

Flexión (F_b)	Tracción (F_t)	Compresión $\parallel$ (F_c)	Compresión $\perp$ ($F_{p\perp}$)	Corte (F_v)
15	19	14	1.4	1.2

Elaborado por: (MIDUVI, 2016)

Donde:

$\parallel$ = Compresión paralela al eje longitudinal.

$\perp$ = Compresión perpendicular al eje longitudinal.

La resistencia a la compresión perpendicular está calculada para entrenudos rellenos con mortero de cemento.

2.7 Normativa nacional y extranjera aplicable

2.7.1 Situación normativa nacional actual

“El Comité Ejecutivo de la Norma de Construcción de Ecuador aprobó la Norma de Construcción en Caña Guadúa de Ecuador”. Esta autorización facilitará la creación de proyectos de arquitectura y la edificación de infraestructuras con este material de forma legal. La propuesta se entregó tanto al MIDUVI como al Servicio Ecuatoriano de Normalización (El Diario, 2016).

La aprobación de la norma se inició en 2011, promovida por Inbar y el arquitecto e investigador Jorge Morán, experto en asuntos vinculados con el conocido vegetal con las propiedades de acero. Después del sismo del 16 de abril, y a petición de varios colectivos de bambuseros en el país, tales como el Congope, la AME, la Prefectura de Santo Domingo de los Tsáchilas y la academia, el MIDUVI reabrió el debate el 8 de junio, conformando el Comité Ejecutivo de la NEC (El Diario, 2016).

Luis Aguilar, integrante del consejo directivo de la Cámara de la Construcción y del Colegio de Ingenieros Civiles de Santo Domingo de los Tsáchilas, resaltó múltiples beneficios de edificar con este material, entre ellos su resistencia al terremoto, frescura y agradable al medio ambiente.

2.7.2 Norma internacional

Norma Sismo Resistente NSR-10 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente: *Capítulo G.12 — "Estructuras de Guadúa"*

Estructuras de guadua

Los capítulos G12.1.1 a G12.1.5, de la normativa colombiana establecen los requerimientos, técnicas, especificaciones y demás características a tener en cuenta en la construcción de estructuras a base de bambú *Guadua angustifolia* Kunth. Donde como ciertos puntos importantes se destacan:

- Una estructura de guadua diseñada conforme a estos requisitos alcanzará un nivel de seguridad comparable al de estructuras hechas con otros materiales.
- El diseño de edificaciones residenciales estará limitado a dos pisos, y no se permitirá la construcción de muros de mampostería o concreto en los niveles superiores.
- La normativa no se enfoca en el diseño de puentes ni a estructuras distintas de edificaciones, enfocándose exclusivamente en viviendas, comercios, industrias y centros educativos.
- Cuando las estructuras superen un área de 2000 m², se aconseja efectuar una prueba de carga antes de que entren en operación.

La Norma Técnica Colombiana: NTC 5300: Indica el proceso de cosecha y post cosecha del culmo de *Guadua angustifolia* Kunth.

La norma NTC 5301: Señala los métodos de preservación y secado del culmo de *Guadua angustifolia* Kunth, para la conservación y almacenamiento adecuado del material.

Principios del sello ambiental colombiano

Los principios de ecoetiquetado constituyen la base para los criterios ambientales establecidos en esta norma y son los siguientes:

- El producto o servicio debe utilizar de manera sostenible los recursos naturales empleados como materia prima o insumo.
- El producto o servicio debe reducir al mínimo el uso de materias primas dañinas para el medio ambiente.
- Los procesos de producción o prestación de servicios deben consumir menos energía, utilizar fuentes de energía renovables, o ambas.
- Durante la fabricación del producto o la prestación del servicio, se deben emplear menos materiales de empaque, preferiblemente reciclables, reutilizables o biodegradables.
- El producto debe ser fabricado o el servicio prestado utilizando tecnologías limpias, generando un menor impacto ambiental relativo.

2.8 Requisitos para el uso del bambú en la construcción

Según Aguilar (2019), el bambú, un material natural que posee extraordinarias características de resistencia, flexibilidad y sostenibilidad, se ha vuelto una alternativa cada vez más frecuente en el sector de la construcción. No obstante, para maximizar sus beneficios y asegurar la seguridad y longevidad de las estructuras, es crucial satisfacer ciertos requisitos fundamentales.

Para la construcción con bambú se deberán tomar en consideración algunos criterios importantes, los cuales se mencionan a continuación:

- El bambú es un material higroscópico, es decir; absorbe el agua de su entorno. Por lo que es crucial la limpieza del suelo y la construcción de infraestructuras de drenaje para prevenir perjuicios por humedad como: disminución de sus características mecánicas, o expansión, rápida conductividad eléctrica e incremento de su susceptibilidad a ataques biológicos.
- “Elemento de guadúa con agrietamientos superiores o iguales al 20% de la longitud del tronco no serán consideradas como aptas para uso estructural.

- Los bambúes que se vayan a utilizar no deben presentar pudrición ni estar perforados por insectos”

Selección del bambú adecuado:

- Especie: Elegir una especie de bambú adecuada para el uso previsto. Considerar factores como la resistencia, la flexibilidad, el diámetro y la longitud de las cañas.
- Madurez: Utilizar bambú maduro y cosechado en el momento adecuado para garantizar su resistencia y durabilidad.
- Estado: Seleccionar cañas de bambú sanas, sin grietas, hongos o daños por insectos.
- Tratamiento: Someter el bambú a un tratamiento adecuado para protegerlo contra insectos, hongos y la humedad.

2.8.1. Diseño estructural

- Normas y códigos: Cumplir con las normas y códigos de construcción vigentes para el uso del bambú en la zona.
- Análisis estructural: Realizar un análisis estructural detallado para determinar la capacidad de carga del bambú y diseñar la estructura de manera segura.
- Distribución de cargas: Distribuir las cargas uniformemente en la estructura para evitar sobrecargar el bambú.
- Uniones: Diseñar uniones adecuadas entre los elementos de bambú para garantizar la transferencia eficiente de las cargas.

2.8.2. Detalles constructivos

- Protección contra la humedad: Proteger el bambú de la humedad directa del suelo, la lluvia y la condensación.
- Ventilación: Permitir una ventilación adecuada alrededor del bambú para evitar la acumulación de humedad.
- Acabados: Aplicar acabados adecuados para proteger el bambú de los rayos UV, la suciedad y otros agentes externos.
- Mantenimiento: Realizar un mantenimiento regular del bambú para inspeccionar su estado y aplicar tratamientos preventivos cuando sea necesario.

Profesionales cualificados:

- Diseño: Contratar a profesionales cualificados con experiencia en el diseño de estructuras con bambú.

- **Construcción:** La construcción debe ser realizada por personal capacitado en el manejo e instalación del bambú.
- **Inspección:** Se deben realizar inspecciones periódicas de la estructura por parte de profesionales cualificados para garantizar su seguridad.

2.9 Cimentaciones con bambú

Como se ha señalado anteriormente, la guadua es altamente susceptible a ser impactada por la humedad en el entorno, por lo que se debe prevenir su contacto con el suelo para prevenir su deterioro. Usualmente se lleva a cabo la creación de anclajes utilizando varillas inmersas en concreto, en las que se vincula el elemento de bambú y su culmo se rellena con mortero (Alcívar, 2009).

Es crucial considerar que la guadua posee una gran habilidad para absorber humedad del entorno, del suelo y de las precipitaciones. Así pues, es aconsejable mantener las columnas alejadas de la humedad y prevenir que las guaduas se encuentren sujetas a los elementos, dado que esto podría provocar un deterioro. Para salvaguardar las guaduas en exposición, es posible revestirlas con una capa de arena-cemento. Además, es crucial respaldar las guaduas verticales en los nudos para prevenir fisuras, rasguños y desplomes (Alcívar, 2009)

El bambú, material natural con propiedades excepcionales de resistencia y flexibilidad, ha ganado popularidad en la construcción sostenible. Sin embargo, su vulnerabilidad a la humedad exige un cuidado especial en la cimentación para garantizar su durabilidad (Alcívar, 2009).

2.9.1 Principios fundamentales para cimentaciones con bambú

Evitar el contacto directo con el suelo: El principal adversario del bambú es la humedad en el terreno. Para prevenir su degradación, es necesario apartar el bambú de la interacción directa con la tierra húmeda (Alcívar, 2009).

Anclajes con varillas de acero: Se emplean placas de acero inmersas en hormigón para sujetar el bambú a la base. Estas barras funcionan como enlaces entre el bambú y la tierra, transmitiendo las cargas sin dejar el material vegetal expuesto a la humedad (Alcívar, 2009).

Relleno de mortero en el culmo: El culmo, la zona vacía del bambú, se llena con mortero de cemento con el fin de incrementar su resistencia a la compresión y prevenir la infiltración de agua (Alcívar, 2009).

Impermeabilización: Es esencial poner una capa de impermeabilización en la base del bambú para resguardarlo de la humedad que se eleva del suelo (Alcívar, 2009).

Ventilación adecuada: Es fundamental la ventilación para prevenir la acumulación de humedad en el entorno del bambú. Es necesario dejar espacios vacíos entre los componentes de bambú para facilitar el flujo de aire (Alcívar, 2009).

2.9.2 Tipos de cimentaciones con bambú

- **Cimentación superficial:** Se utiliza para estructuras livianas y consiste en una base de concreto armado sobre la cual se anclan los elementos de bambú.
- **Cimentación profunda:** Se emplea para estructuras más pesadas y requiere excavaciones más profundas para colocar los cimientos.
- **Cimentación flotante:** Se utiliza en terrenos con alto nivel freático o suelos inestables. La cimentación se construye sobre una capa de material ligero que flota sobre el agua o suelo inestable.

2.9.3 Ventajas de las cimentaciones con bambú

- **Sostenibilidad:** El bambú es un material renovable y de bajo impacto ambiental.
- **Resistencia:** El bambú tiene una alta resistencia a la tracción y compresión.
- **Flexibilidad:** El bambú es un material flexible que puede soportar movimientos sísmicos.
- **Eficiencia económica:** Las cimentaciones con bambú pueden ser más económicas que las cimentaciones tradicionales.

2.9.4 Desafíos de las cimentaciones con bambú

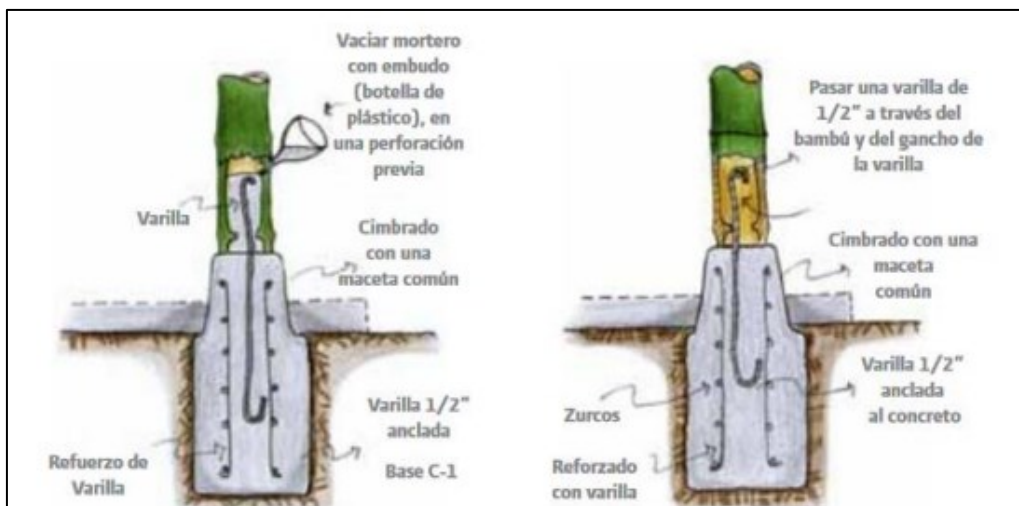
- **Vulnerabilidad a la humedad:** El bambú requiere cuidados especiales para evitar su deterioro por humedad.
- **Protección contra insectos:** El bambú debe ser tratado para protegerlo de termitas y otros insectos.
- **Conocimiento técnico:** Se requiere conocimiento técnico para diseñar y construir cimentaciones con bambú de manera segura y eficiente.

En cuanto a las condiciones óptimas para el cultivo del bambú guadua, se ha encontrado que se desarrolla mejor en suelos con un pH entre 6.3 y 6.5. Por debajo de un pH de 5.5, el desarrollo de las plantaciones de bambú guadua se ve afectado negativamente debido a los altos niveles de aluminio tóxico y la baja fertilidad del suelo.

Además, el contenido de humedad del suelo también afecta positivamente el desarrollo de las plantaciones de bambú

Es importante tener en cuenta que la guadua es susceptible al ataque de hongos e insectos, especialmente cuando tiene altos contenidos de humedad. Por lo tanto, se deben tomar precauciones para protegerla contra estos agentes, como se indica en la norma de sismorresistencia SNR10 Título G-12.

Figura 1 *Cimentaciones con bambú*



Fuente: (Ordóñez Candelaria y otros, 2002)

2.10 Hormigón Armado

El hormigón es una mezcla de pasta de cemento y agua con agregados, los cuales son gruesos o finos; estos se agregan a la mezcla en función de las necesidades y uso posterior. Su uso es amplio a nivel constructivo, y ha estado presente durante muchas épocas en la historia, con diversas aplicaciones y composición (MIDUVI, 2016)

En términos generales, se espera del hormigón que las estructuras elaboradas con él sean duraderas y puedan soportar todas las cargas para las que ha sido proyectado, con una duración mínima conocida y sin que evidencie señales de desgaste. Para la selección y diseño adecuado del hormigón resistente es importante emplear pruebas o ensayos.

El hormigón es un material esencial en la construcción, compuesto principalmente por una mezcla de pasta de cemento y agua, a la que se añaden agregados gruesos y finos según las necesidades y el uso previsto. Su versatilidad y amplia gama de aplicaciones lo convierten en uno de los materiales más utilizados en el ámbito constructivo.

2.10.1 Resistencia a la compresión, resistencia a la fluencia y esfuerzo convencional

Es esencial que el concreto se adhiera a las directrices establecidas en este capítulo sobre las condiciones ambientales a las que estará expuesto, así como a los requisitos de resistencia estructural. A continuación, se definen los valores de resistencia a la compresión:

La resistencia mínima especificada para el concreto convencional es de $f_c = 21$ MPa, mientras que, para los elementos de concreto liviano, la resistencia máxima especificada es de $f_c = 35$ MPa.

La resistencia a la fluencia, determinada por medio de pruebas en fábrica, no debe exceder en más de 125 MPa el valor de f_y . Además, la relación entre la resistencia a tracción y la de fluencia debe ser, como mínimo, de 1.25. El valor de f_y empleado en el cálculo de la cuantía del refuerzo de confinamiento no debe superar los 700 MPa.

El esfuerzo de fluencia convencional se define por la intersección del diagrama esfuerzo-deformación unitaria con una línea paralela al tramo elástico, cuyo valor de abscisa en el origen es de 0.002.

2.10.2 Acero de refuerzo

El uso de acero corrugado es obligatorio para el refuerzo, salvo en el caso de espirales o acero de pretensado, donde se permite el empleo de acero liso. Asimismo, esta norma autoriza el uso de conectores para resistir fuerzas de corte, perfiles de acero estructural o fibras dispersas, según corresponda.

Para determinar el tipo de acero adecuado, se deben tener en cuenta varios factores, como la aplicación específica, las propiedades mecánicas requeridas y las condiciones ambientales a las que estará expuesto el acero. A continuación, se presentan algunos puntos clave a considerar:

- **Normas y clasificaciones:** Existen diferentes normas y clasificaciones que ayudan a determinar el tipo de acero adecuado para una aplicación específica. Por ejemplo, la norma ASTM (American Society for Testing and Materials) y la norma AISI (American Iron and Steel Institute) proporcionan pautas para la clasificación y especificación de los aceros
- **Composición química:** La composición química del acero es un factor importante a considerar. La adición de diferentes elementos, como níquel, cobre, fósforo y

cromo, puede mejorar las propiedades del acero, como la resistencia a la corrosión y la resistencia mecánica

- **Propiedades mecánicas:** Las propiedades mecánicas requeridas para una aplicación determinada, como la resistencia a la tracción, la dureza y la tenacidad, también deben tenerse en cuenta al seleccionar el tipo de acero adecuado.
- **Procesamiento y tratamiento térmico:** La manipulación y el tratamiento térmico del acero pueden influir en sus características finales. Por ejemplo, se emplean técnicas de temple y revenido para incrementar la resistencia y la resistencia del acero.
- **Condiciones ambientales:** Las circunstancias del entorno, tales como la exposición a la humedad, la temperatura y los compuestos químicos, pueden afectar la elección del tipo de acero apropiado. Algunos aceros, como el inoxidable, tienen una mayor resistencia a la corrosión y son idóneos para ambientes de alta agresividad.

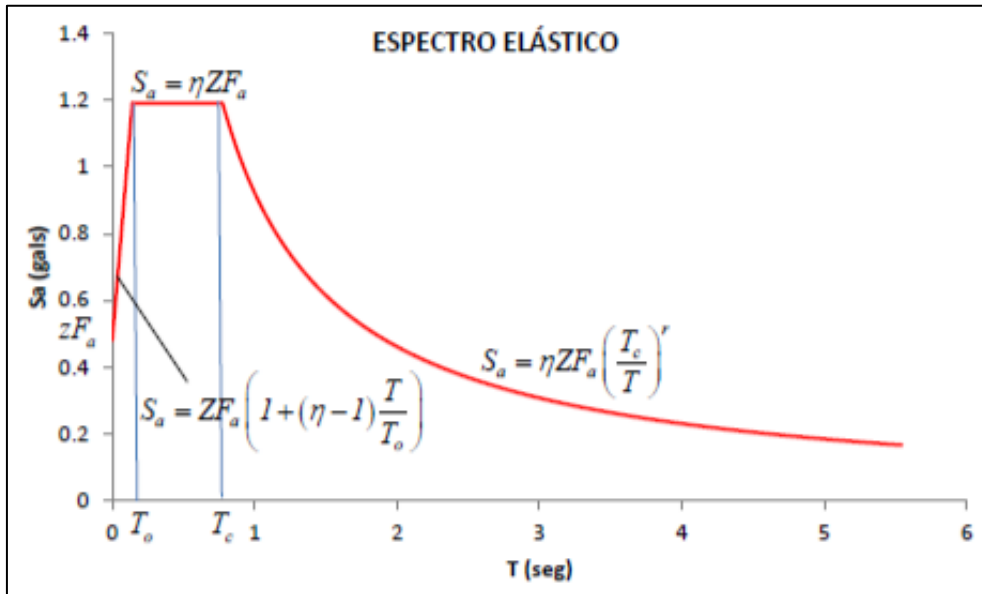
2.11 Análisis sísmico

El análisis sísmico es una técnica empleada para examinar cómo una edificación reacciona frente a la fuerza de un terremoto. Consiste en determinar las diferentes características de vibración de la estructura, como los períodos de vibración característicos, basados en su configuración geométrica y la matriz de rigideces de esta. Estos períodos de vibración representan los modos de vibración de la estructura. El análisis sísmico también implica considerar las restricciones y consideraciones estructurales correspondientes para que el análisis modal sea representativo de la condición real de la estructura.

El espectro de respuesta elástico para aceleraciones, representado como una fracción de la aceleración gravitacional “g” para el nivel del sismo de diseño, se presenta en la Figura 2. Este espectro varía en función de los siguientes parámetros:

- El factor correspondiente a la zona sísmica (Z).
- La categorización de los diferentes tipos de terrenos.
- Los elementos que influyen en la amplificación de las vibraciones sísmicas según las características del terreno.

Figura 2 Espectro elástico de diseño en aceleraciones



Elaborado por: NEC-15

2.11.1 Período de vibración

Para este estudio, el período de vibración de la estructura en cada dirección principal será estimado utilizando el método 1 descrito en la NEC-15. El período fundamental puede calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n = Altura total de un edificio de n niveles, medida desde el nivel inferior de la construcción, expresada en metros.

T = Período de vibración

Según las regulaciones de la NEC-15, se recomienda que los pórticos de hormigón armado, sin la inclusión de muros de soporte o elementos diagonales, sean diseñados de acuerdo con las especificaciones establecidas de $C_t=0.055$ y $\alpha = 0.90$, para el diseño de bambú o estructuras de madera se deben analizar estos factores.

2.11.2 Carga sísmica reactiva W

La carga sísmica W corresponde a la carga reactiva generada por un sismo y se calcula como la suma de la carga muerta total de la estructura más el 25% de la carga viva de piso. Para estructuras destinadas a bodegas o almacenamiento, W se determina considerando la carga muerta total más el 50% de la carga viva de piso.

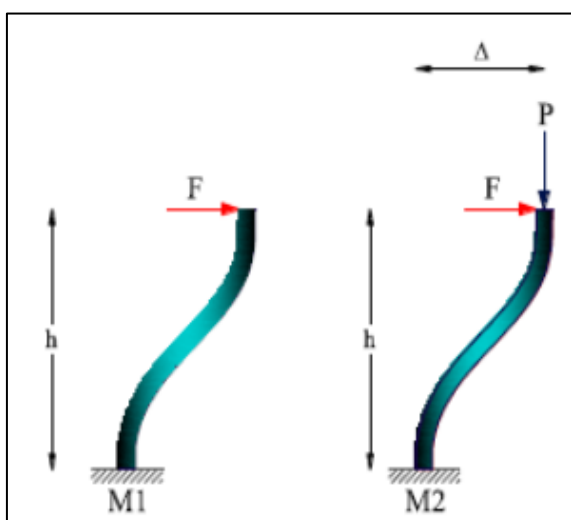
2.11.3 Coeficiente de reducción de capacidad sísmica y comportamiento dúctil

De acuerdo con las normativas ecuatorianas de construcción (NEC-15), el valor del factor R debe seleccionarse según las particularidades del sistema estructural. Si el sistema resistente integra varios tipos de sistemas estructurales, se debe elegir el valor más bajo entre ellos.

El factor R permite reducir las fuerzas sísmicas aplicadas durante el diseño, lo cual es viable cuando las estructuras y sus uniones son diseñadas para desarrollar un mecanismo de fallo controlado, con suficiente capacidad dúctil. Este diseño asegura que el daño se concentre en áreas específicas de la estructura, donde actúan como puntos de rotura o "rótulas plásticas".

Efecto P- Δ : es un fenómeno de segundo orden que influye en las estructuras en ambas direcciones, lo que se puede modelar utilizando un solo grado de libertad. Se origina debido a la excentricidad de las cargas gravitacionales, que se encuentran por encima de los pisos, generando momentos adicionales. Este efecto puede resultar significativo, sobre todo en estructuras altas, ya que los desplazamientos laterales amplifican las fuerzas internas y afectan el comportamiento general de la estructura.

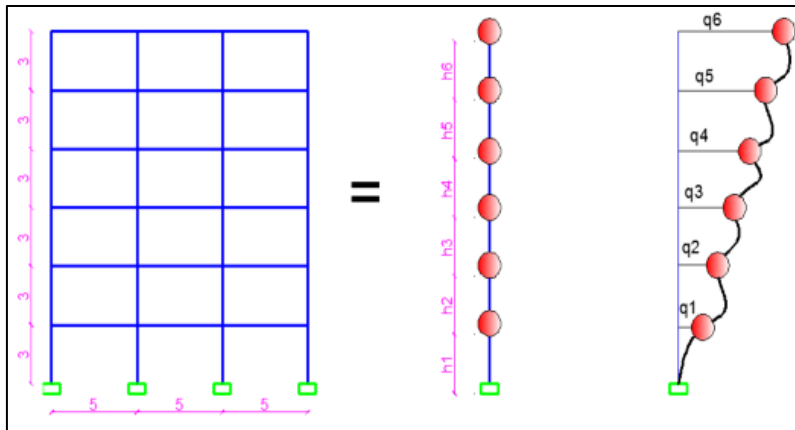
Figura 3 Efecto P- Δ



Fuente: (MIDUVI, 2016)

Deriva de piso: La deriva de piso se define como la relación entre el desplazamiento relativo de un piso y la altura del entrepiso. En cada nivel de la estructura se genera un desplazamiento lateral, conocido como deriva, y el valor de γ representa el máximo de estos desplazamientos a lo largo de todos los pisos. Este valor es crucial para el diseño sísmico, ya que ayuda a evaluar la capacidad de la estructura para resistir los movimientos laterales sin comprometer su estabilidad.

Figura 4 Edificio de 6 niveles con desplazamientos de piso ante un sismo



Fuente: (MIDUVI, 2016)

2.12 Diseño sismorresistente en base a NEC-15

El diseño sismorresistente en base a NEC-15 se refiere al diseño de estructuras de construcción que cumplen con los requisitos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 para resistir los efectos de los terremotos. Esta normativa define los criterios y parámetros que los ingenieros estructurales deben acatar al planificar edificios y otras construcciones para asegurar su seguridad y resistencia ante terremotos.

La NEC-15 es una reglamentación técnica que establece pautas y estándares para el diseño sismorresistente en Ecuador. Está concebida para asegurar que las construcciones puedan resistir las fuerzas sísmicas provocadas por los sismos y reducir los daños y peligros relacionados.

La construcción sismorresistente según NEC-15 requiere considerar aspectos como la localización geográfica, la actividad sísmica del área, las propiedades del terreno y las cargas sísmicas proyectadas. Estos datos son empleados por los ingenieros estructurales para calcular y diseñar componentes estructurales, tales como columnas, vigas y losas, con el objetivo de que sean capaces de resistir sismos y preservar la integridad de la estructura.

Es crucial subrayar que el diseño sismorresistente conforme a NEC-15 se fundamenta en la legislación y los requerimientos fijados en Ecuador. Otros países podrían contar con regulaciones y códigos distintos para el diseño que resista el sismorresistente.

Los terremotos representan uno de los desafíos más grandes para las edificaciones, por lo que es crucial que tanto arquitectos como ingenieros tengan en cuenta su impacto al momento de diseñar y construir. La dinámica de los edificios y el impacto en sus elementos estructurales y no estructurales están influenciados tanto por las propiedades del evento sísmico como por la configuración del sistema estructural que define la edificación. Cada evento sísmico demuestra que los edificios más complejos, asimétricos y con diseños poco naturales son más vulnerables frente a un terremoto, mientras que las estructuras con diseños más simples, armónicos y simétricos, similares a los patrones encontrados en la naturaleza, suelen resistir mejor.

En países como Ecuador, donde existen numerosas construcciones informales que no han sido diseñadas ni supervisadas por profesionales, el riesgo de sufrir daños durante un sismo es mucho mayor. Las construcciones que cumplen con las normas de resistencia sísmica tienen una probabilidad significativamente menor de sufrir daños, ya que estas regulaciones están diseñadas para proteger la infraestructura en caso de un terremoto.

Es de importancia mencionar que, aunque la normativa para diseño sismo-resistente se haya aplicado de forma correcta, no se garantiza que una estructura se encuentre totalmente fuera de riesgo para presentar daños durante un sismo de alta magnitud. De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), la filosofía del diseño sismo-resistente se enfoca en los siguientes aspectos fundamentales:

- Eventos severos y poco frecuentes: Garantizar la seguridad de los ocupantes al evitar el colapso de la estructura, incluso ante terremotos de gran magnitud.
- Sismos de magnitud moderada: Limitar los daños estructurales significativos y controlar los efectos en los elementos no estructurales.
- Movimientos sísmicos frecuentes y de baja intensidad: Reducir al mínimo las afectaciones en los elementos estructurales y no estructurales, asegurando que la edificación soporte estos eventos a lo largo de su vida útil.

Gran parte de los daños severos o colapsos observados en edificaciones durante terremotos de gran magnitud se deben a la falla de uno o más elementos estructurales, cuya resistencia y ductilidad no resultaron suficientes para soportar las cargas sísmicas.

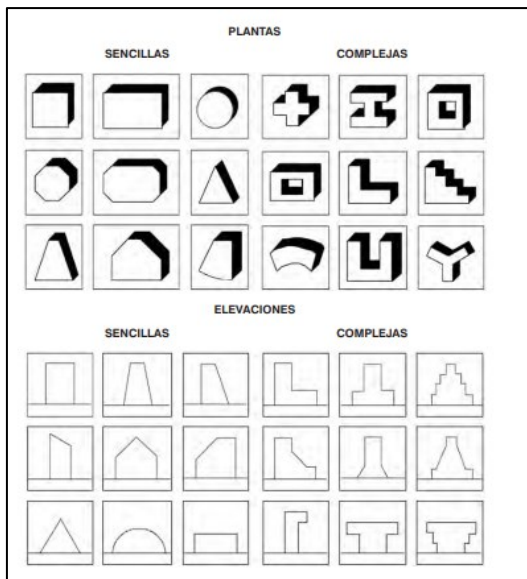
Este tipo de fallas, en muchos casos, están relacionadas con irregularidades en la configuración estructural tanto en planta como en elevación. A continuación, se presentan ejemplos ilustrativos basados en fotografías reales tomadas después del terremoto de Pedernales, ocurrido el 16 de abril de 2016.

2.12.1 Distribución estructural

La disposición estructural hace referencia a la disposición de los componentes y del sistema estructural de un inmueble en sus dimensiones de ángulo horizontal y vertical. Como se mencionó previamente, a mayor complejidad en la disposición estructural de un edificio, más daño experimentará bajo el impacto de un terremoto grave.

- **Concentración de cargas:** Si las cargas no se reparten de manera uniforme por la estructura, algunos componentes podrían ser sobrecargados, incrementando así el peligro de fallo.
- **Irregularidades geométricas:** Las anomalías en la forma o reparto de la masa del edificio pueden provocar efectos de torsión durante un terremoto, lo que complica su funcionamiento y eleva el peligro de derrumbe.
- **Caminos débiles para la transferencia de fuerzas:** Si la estructura carece de vías claras y eficaces para el traslado de las fuerzas sísmicas al suelo, estas pueden condensarse en determinados lugares, causando daños locales.

Figura 5 *Distribución estructural*



Fuente: (MIDUVI, 2017)

La distribución de una estructura debe planificarse desde la fase inicial del diseño arquitectónico, evitando configuraciones estructurales peligrosas, sin importar el tipo, uso o nivel de sofisticación deseado para la edificación. Por esta razón, es crucial que todos los profesionales involucrados en el ámbito de la construcción comprendan bien la distribución estructural.

2.12.2 Problemas de configuración estructural en planta

La NEC recomienda que las edificaciones presenten diseños lo más regulares y simétricos posibles en planta, favoreciendo configuraciones cuadrangulares o rectangulares. Sin embargo, las irregularidades en el plano horizontal pueden generar problemas significativos en el desempeño estructural. A continuación, se describen algunos de los problemas más comunes asociados con este tipo de configuraciones.

2.12.3 Concentración de esfuerzos

Las irregularidades geométricas, como cambios bruscos en las dimensiones o salientes pronunciadas, pueden provocar una concentración de esfuerzos en ciertos puntos de la estructura. Esto significa que algunos elementos, como vigas o columnas, tendrán que soportar cargas mayores a las que originalmente fueron diseñadas, lo que aumenta el riesgo de falla.

2.12.4 Efectos torsionales

Las plantas irregulares, como aquellas en forma de "L", "T" o "H", pueden generar efectos torsionales durante un sismo. Estos efectos se producen cuando la estructura no gira uniformemente alrededor de un eje vertical, lo que induce esfuerzos adicionales y dificulta el comportamiento adecuado de la edificación.

2.12.5 Falta de diafragma rígido

Un diafragma rígido es un elemento horizontal que distribuye las fuerzas sísmicas a través de la planta del edificio. En estructuras con irregularidades, el diafragma puede no ser lo suficientemente rígido para cumplir con esta función, lo que aumenta el riesgo de daños en las paredes y particiones.

2.12.6 Caminos débiles para la transferencia de fuerzas

Las irregularidades pueden interrumpir los caminos claros para la transferencia de las fuerzas sísmicas hacia el suelo. Esto significa que las cargas no se distribuyen uniformemente a través de la estructura, lo que puede generar puntos débiles y aumentar el riesgo de colapso local.

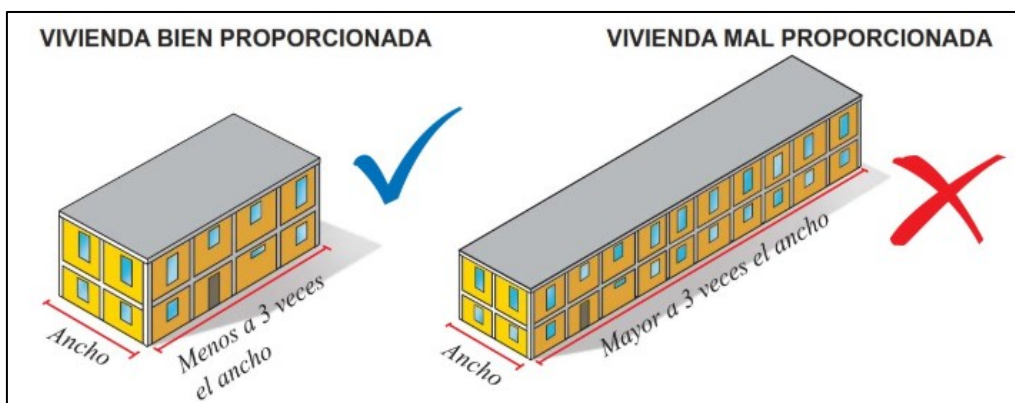
2.12.7 Dificultades en el análisis y diseño estructural

Las irregularidades en la configuración estructural complican el análisis y diseño de la estructura. Los ingenieros deben utilizar métodos más complejos y realizar análisis más detallados para garantizar la seguridad de la edificación.

2.12.8 Longitud de la edificación

Una edificación con una longitud excesiva en planta tiende a presentar un comportamiento estructural desfavorable ante la acción de las ondas sísmicas. Esto se debe a que, a medida que aumenta la longitud, se intensifican los daños, dado que las diferentes partes de la estructura no experimentan la misma respuesta sísmica ni comparten las mismas demandas dinámicas de resistencia y ductilidad.

Figura 6 Relación largo/ancho edificaciones



Fuente: (Aceros Arequipa, 2020)

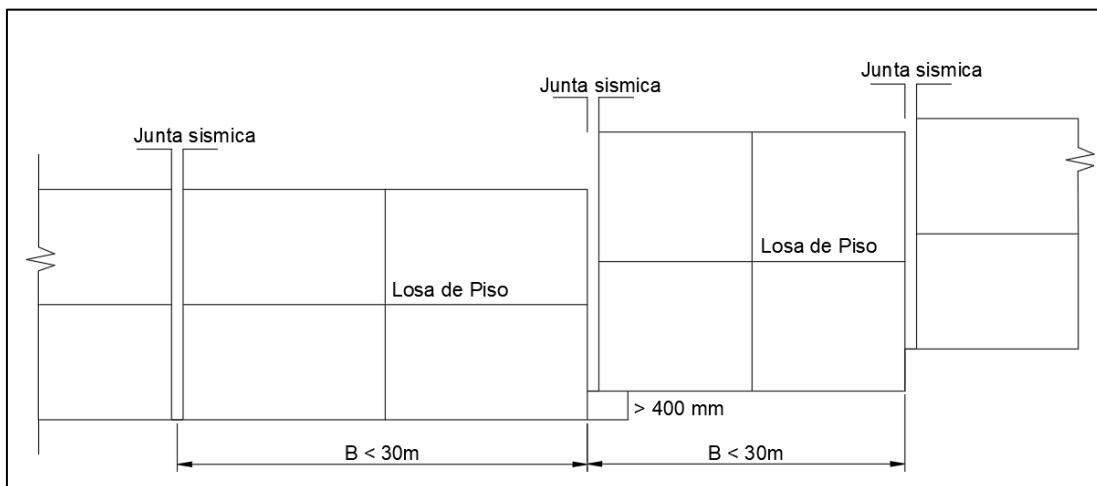
Para mitigar los efectos negativos asociados con una longitud excesiva en planta, se sugiere el uso de juntas de construcción. Estas permiten dividir la edificación en bloques más pequeños, lo que contribuye a mejorar su desempeño estructural frente a sismos.

Según lo estipulado en la NEC-SE-VIVIENDA, las juntas de construcción son obligatorias en los siguientes casos:

- Cuando la relación entre el largo y el ancho de la edificación en planta exceda un valor de 4.
- En terrenos con pendientes superiores al 30%, donde las juntas deben ubicarse de manera que las edificaciones queden separadas, evitando la existencia de muros medianeros entre ellas.
- El diseño de estas juntas debe asegurar que no haya contacto entre los bloques estructurales, respetando un espesor mínimo de 2.50 centímetros. Aunque las estructuras separadas por juntas pueden compartir la misma cimentación, en el nivel del sobrecimiento deben mantenerse independientes para garantizar que cada una opere de manera autónoma.

Las estructuras que estén separadas por estas juntas pueden compartir la misma cimentación; sin embargo, en el nivel de las cadenas (sobrecimiento), deben separarse para garantizar que cada estructura funcione de manera independiente.

Figura 7 Longitud excesiva en planta



Elaboración: Autores

Asimismo, es necesario incluir juntas de construcción en las siguientes situaciones:

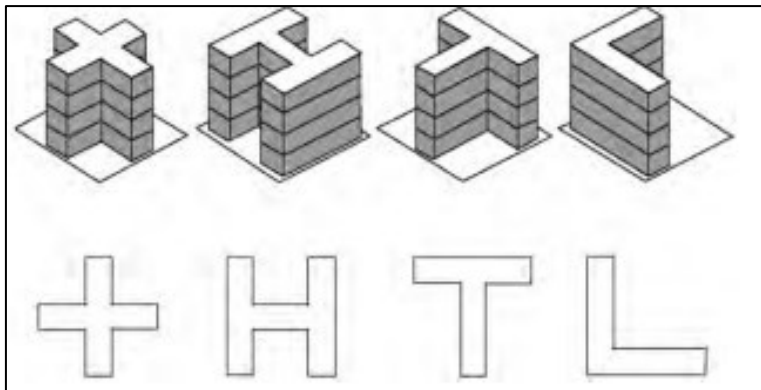
- Cuando exista un desnivel mayor a 400 mm entre secciones.
- En casos donde haya variaciones significativas en las propiedades del suelo.
- Cuando se presenten diferencias de altura entre edificaciones vecinas.

Las edificaciones que presentan longitudes excesivas en planta son más propensas a experimentar movimientos de rotación durante un evento sísmico. Este comportamiento aumenta significativamente las diferencias en las demandas de resistencia y ductilidad tanto en los elementos estructurales como en los no estructurales.

2.12.9 Geometría y disposición de elementos estructurales en planta

La forma de la planta de una edificación influye en su comportamiento estructural, ya que algunos puntos pueden experimentar una mayor concentración de esfuerzos que otros. Este fenómeno es más evidente en plantas con geometrías complejas o irregulares (como en forma de U, L, T, H, O, cruz, entre otras), donde los ángulos de quiebre de la estructura tienden a concentrar la mayor parte de los esfuerzos.

Figura 8 *Geometría en plantas irregulares*



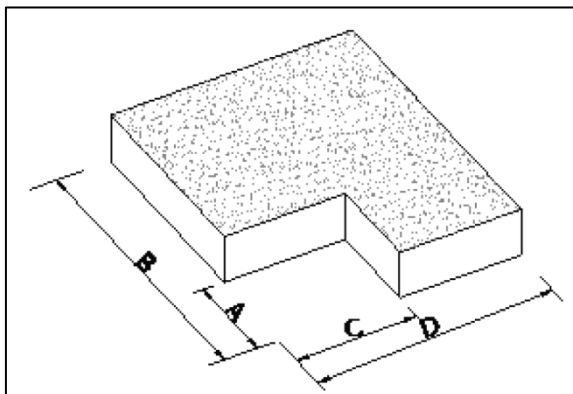
Fuente: (MIDUVI, 2017)

2.12.10 Discontinuidades en el sistema de piso

Los retrocesos en las esquinas de una edificación se consideran excesivos cuando la proyección de la estructura en ambos lados del entrante supera el 15% de la dimensión total de la planta en la dirección correspondiente al entrante, tal como se muestra en la figura siguiente.

Figura 9 *Retrocesos excesivos en la esquina*

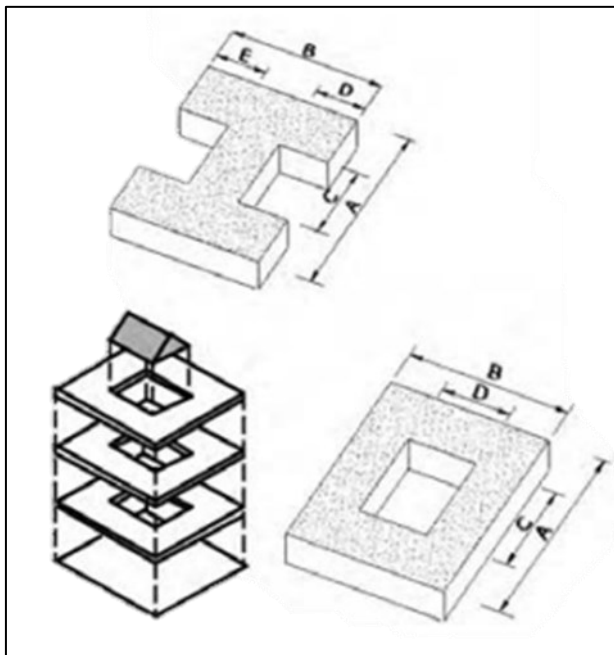
$$A > 1.15B \text{ y } C > 0.15D$$



Fuente: (Bello y Villacreses, 2021)

Se considera que la geometría en planta de una estructura es irregular cuando presenta discontinuidades notables o variaciones significativas en su rigidez. Esto incluye aberturas, entrantes o huecos que ocupen más del 50% del área total del piso, o cuando la rigidez del sistema de piso varía en más del 50% entre niveles consecutivos.

Figura 10 Discontinuidad en el sistema de pisos



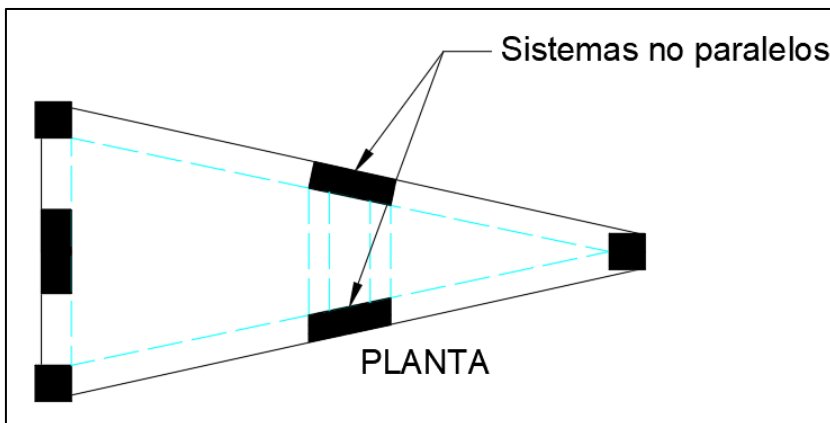
$$[C * D + C * E] > 0.5A * B$$

$$C * D > 0.5A * B$$

Fuente: (MIDUVI, 2017)

Una edificación se considera irregular cuando sus ejes estructurales no son paralelos ni simétricos respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.

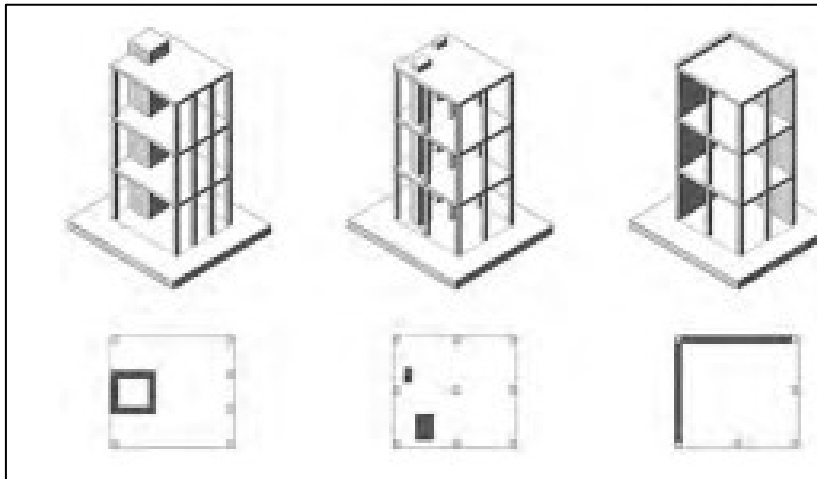
Figura 11. Ejes estructurales no paralelos



Elaboración: Autores

Es crucial que, en un sistema estructural, el centro de rigidez se alinee con el centro de masa, aunque esto rara vez sucede, como se ilustra en la figura a continuación.

Figura 12 Centro de rigidez no coincide con centro de masa

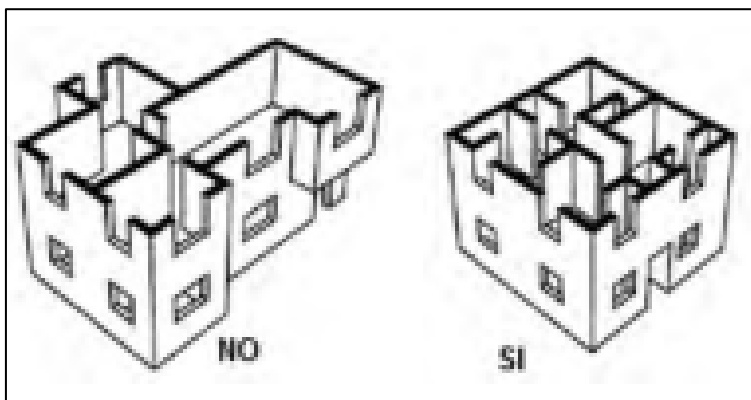


Fuente: (Yacelga Díaz y Nolivos Valiente, 2023)

La NEC-SE-VIVIENDA establece que, en edificaciones proyectadas con sistemas de muros de carga, es indispensable disponer de muros en dos direcciones ortogonales o casi ortogonales en planta. Además, cuando la longitud de estos muros supere el 10% de la dimensión en planta correspondiente, dicha longitud deberá ser lo más equilibrada posible en ambas direcciones.

Por otra parte, la NEC-SE-DS define que una estructura presenta irregularidad por torsión si la deriva máxima de un piso, medida en uno de sus extremos e incluyendo los efectos de la torsión accidental, supera en más de 1,2 veces la deriva media calculada para los extremos del mismo eje de referencia.

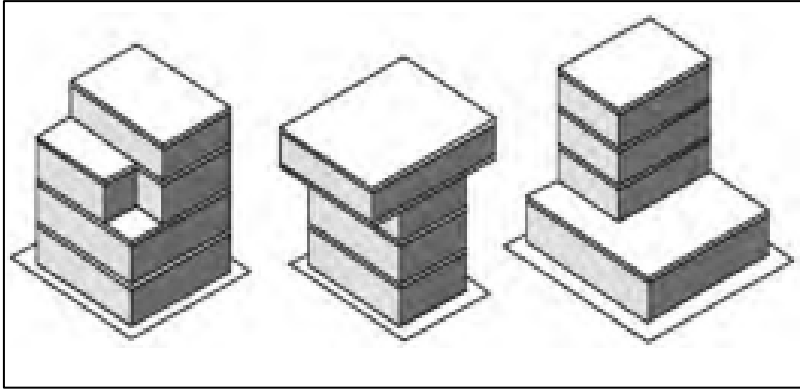
Figura 13 Distribución de muros portantes



Fuente: (MIDUVI, 2017)

Las irregularidades en la configuración estructural en alzado hacen referencia a problemas verticales que se dan con frecuencia en los edificios, provocando importantes concentraciones de tensiones. A continuación, se describen las principales irregularidades que pueden presentarse en toda la altura de una estructura.

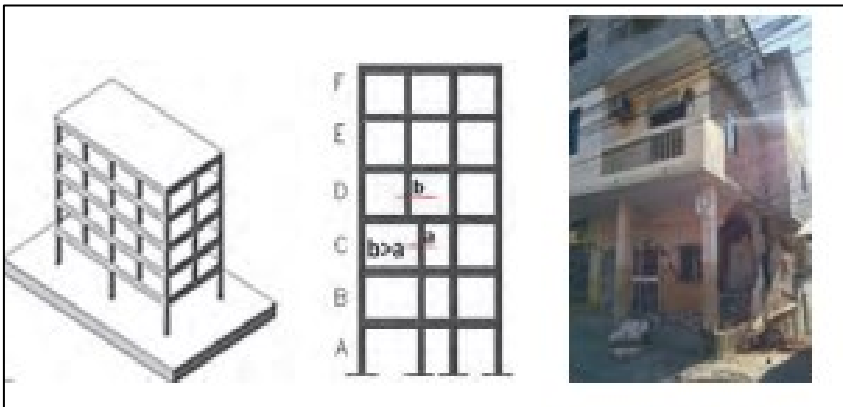
Figura 14 *Formas irregulares en elevación*



Fuente: (MIDUVI, 2017)

La irregularidad vertical en una edificación se da cuando hay desplazamientos en la alineación de los elementos estructurales verticales dentro del mismo plano, siendo estos desplazamientos mayores que la dimensión horizontal del elemento, según lo establecido por la NEC-SE-DS.

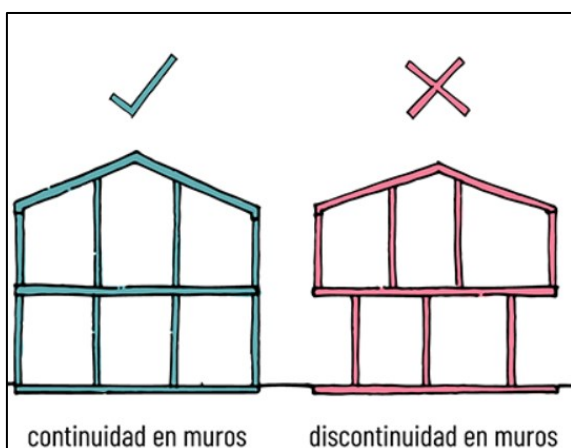
Figura 15 *Ejes verticales continuos*



Fuente: (MIDUVI, 2017)

Para garantizar la estabilidad de las viviendas es fundamental que los armazones y muros de carga mantengan una continuidad estructural desde la cimentación hasta la cubierta. Las columnas o muros del segundo piso que no sigan esta continuidad no pueden considerarse elementos estructurales eficaces para resistir fuerzas horizontales.

Figura 16 Continuidad de elementos estructurales

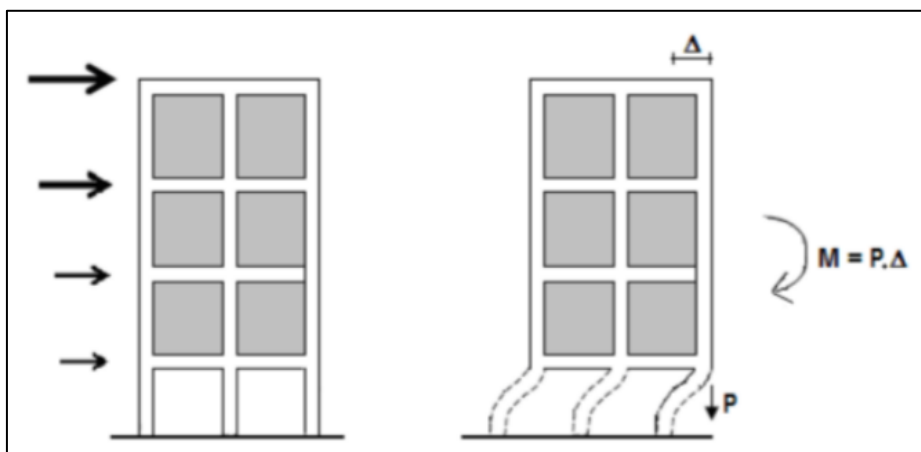


Fuente: (Universidad de Azuay, s.f.)

Los pisos débiles son más susceptibles a sufrir daños debido a su baja rigidez y resistencia, lo que provoca la concentración de tensiones en estas zonas. Esta debilidad se puede observar tanto en la planta baja como en los pisos intermedios de un edificio.

Según NEC-SE-DS, un edificio se considera irregular si la resistencia de un piso es inferior al 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior. La resistencia de cada piso se calcula sumando las resistencias de todos los elementos que comparten la carga en la dirección específica considerada.

Figura 17 Piso débil



Fuente: (Páez y otros, 2017)

Las columnas son fundamentales para mantener la estabilidad de una estructura, ya que transfieren las cargas a la cimentación. Un colapso en una columna puede comprometer la integridad de todo el edificio. Por este motivo, es crucial en el diseño estructural poner especial énfasis en evitar problemas en las columnas y en las

conexiones entre vigas y columnas, procurando que las rótulas plásticas se desarrollen en las vigas y no en las columnas o sus conexiones.

Existen dos tipos comunes de fallas en columnas, las cuales se describen a continuación:

- Columnas con menor resistencia que las vigas: Este tipo de falla ocurre cuando las columnas tienen una resistencia menor que las vigas, dando lugar a la formación de rótulas plásticas en las columnas, aumentando el riesgo de daño estructural.
- Columnas cortas o esbeltas: Las columnas esbeltas o cortas son vulnerables a sufrir daños graves durante un sismo debido a su naturaleza, especialmente cuando se ubican en terrenos inclinados, lo que aumenta su susceptibilidad a los sismos.

Las estructuras también experimentan altos esfuerzos cuando se utilizan vigas de longitud corta. Aunque este tipo de vigas pueden presentar fallas leves, estas podrían ser reparables. Además, existen sistemas estructurales sin vigas, constituidos únicamente por columnas y losas. Este diseño puede inducir un fenómeno de punzonamiento de las columnas hacia la losa durante sismos repetidos, provocando daños en la propia losa. Este tipo de arreglo estructural tiene una resistencia limitada a los sismos, debido a que las conexiones entre las columnas y la losa no proporcionan la ductilidad y resistencia adecuadas para soportar eficientemente estos eventos sísmicos.

Figura 18 *Losas planas con vigas banda. Fallos por punzonamiento*



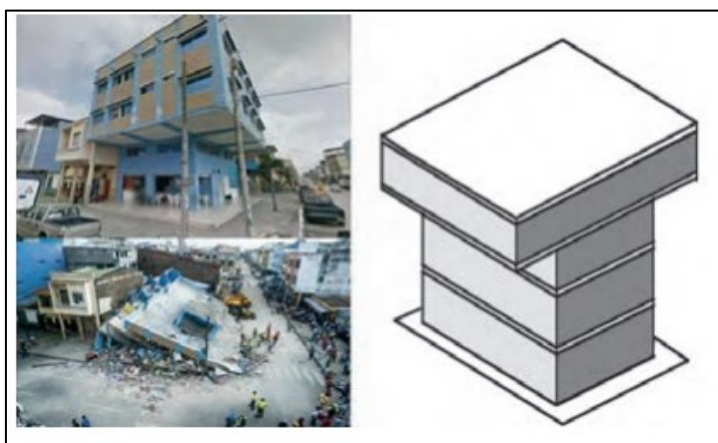
Fuente: (Prontubeam, 2018)

2.12.11 Distribución y concentración de masa

La irregularidad vertical se presenta cuando una gran cantidad de masa se concentra en uno o más niveles del edificio. Esto puede ser ocasionado por la presencia de elementos pesados, como tanques, bodegas, piscinas, estacionamientos, entre otros, ubicados en pisos distintos a la planta baja, o por grandes variaciones de masa entre diferentes niveles.

Es importante señalar que este problema se amplifica cuando las acumulaciones de masa se ubican en pisos superiores. Esto se debe a que las aceleraciones sísmicas aumentan conforme se asciende por la estructura, lo que aumenta el riesgo de que el edificio se vuelque o sufra daños graves durante un sismo.

Figura 19 *Concentraciones de masa*



Fuente: (MIDUVI, 2017)

2.13 Consideraciones para diseño de elementos estructurales en caña guadua

2.13.1 Diseño de elementos sometidos a flexión

Para el diseño de elementos sometidos a flexión utilizando guadua se deben seguir los mismos procedimientos que en el diseño de vigas de otros materiales, con la excepción de que se deben considerar los siguientes lineamientos:

a) Debido a la alta relación entre el módulo de ruptura (MOR) y el módulo de elasticidad (MOE) en la guadua, este material se caracteriza por su gran capacidad de flexión. Por lo tanto, el análisis se enfocará principalmente a asegurar que se cumplan los límites de deformación permisibles, con algunas excepciones específicas. A pesar de esto, se debe asegurar que la guadua resista adecuadamente la flexión, el cortante y el aplastamiento.

b) En el diseño de elementos de guadua sometidos a flexión se deben verificar los siguientes efectos, los cuales no deben exceder los esfuerzos permisibles para cada tipo de carga:

- Aplastamiento, que se refiere a la compresión perpendicular a la fibra.
- Corte paralelo a la fibra.
- Flexión, prestando especial atención a la estabilidad lateral en vigas compuestas.
- Deflexiones.

c) Es fundamental asegurar que los apoyos de un elemento de guadua bajo flexión no colapsen por aplastamiento (compresión perpendicular). Siempre que sea posible, los apoyos deben terminar en nudos. Si esto no se puede lograr o si los nudos no brindan suficiente resistencia, los entrenudos o canutos de los apoyos deben rellenarse con mortero de cemento.

d) En caso de que exista una carga concentrada sobre un elemento, esta debe aplicarse en un nudo. En todos los casos, es importante tomar precauciones para evitar fallas por cortante paralelo a la fibra o aplastamiento en el punto de aplicación. Para estos casos, se recomienda rellenar los entrenudos o canutos adyacentes a la carga con mortero de cemento.

e) Si se utilizan múltiples culmos en la construcción de vigas (sección compuesta), estos deben unirse entre sí mediante pernos, varilla roscada y tiras metálicas (ménsulas) para asegurar que trabajen juntos. Los conectores deben estar diseñados adecuadamente para resistir las fuerzas generadas en la unión.

2.13.3 Deflexiones

Se establecerán los requisitos y restricciones relacionados con las flechas admisibles, así como la determinación de la sección necesaria y las flechas inmediatas y diferidas. Las deflexiones en elementos de guadua se deben calcular mediante fórmulas tradicionales de la teoría elástica. Es imprescindible considerar la flecha producida por flexión y, si el análisis lo requiere, se debe aplicar una corrección al módulo de elasticidad $E_{0.05}$ por efectos de cortante. Esta corrección es necesaria para obtener una evaluación precisa de la deformación, especialmente cuando las cargas de cortante son significativas en comparación con las de flexión.

2.13.4 Flexión

Los esfuerzos máximos de tracción y compresión generados por flexión deben calcularse para la sección que experimenta el momento máximo. Estos esfuerzos no pueden superar el esfuerzo máximo admisible de flexión F_b de la tabla, correspondiente a culmos de guadua. Este valor debe ajustarse en función de la duración de la carga y de los coeficientes de redistribución de carga, según las condiciones específicas de cada caso. Estos ajustes aseguran que el material no esté sometido a esfuerzos que excedan su capacidad, considerando las variaciones de la carga y su duración durante la vida útil de la estructura.

Figura 20 *Máximo esfuerzo admisible*

F_b Flexión	F_t Tracción	F_c Compresión $\parallel$	F_{p^*} Compresión $\perp$	F_v Corte
15	19	14	1.4	1.2

Dónde:

$\parallel$ Compresión paralela al eje longitudinal.

$\perp$ Compresión perpendicular al eje longitudinal.

*La resistencia a la compresión perpendicular está calculada para entrenudos rellenos

Fuente: (MIDUVI, 2016)

2.13.5 Estabilidad lateral y coeficiente de modificación (CL)

En el caso de vigas o viguetas formadas por más de un extremo de GaK, es fundamental tener en cuenta el soporte lateral para evitar el pandeo o la rotación. A continuación, se detalla cómo deben aplicarse las pautas relacionadas con la relación entre la altura (d) y el ancho (b) de la viga:

- 1) Cuando $d/b = 2$: no se necesita soporte lateral, ya que la viga es lo suficientemente rígida como para evitar el pandeo o la rotación sin soporte adicional.
- 2) Cuando $d/b = 3$: se debe restringir el desplazamiento lateral en los soportes para evitar el pandeo lateral, que puede afectar la estabilidad de la viga.

- 3) Cuando $d/b = 4$: además de restringir el desplazamiento lateral en los soportes, se debe proporcionar soporte adicional al borde comprimido mediante correas o viguetas. Esto contribuye a aumentar la estabilidad.
- 4) Cuando $d/b = 5$: se debe restringir el desplazamiento lateral tanto en los soportes como en el borde comprimido mediante un revestimiento continuo, lo que garantiza una mayor rigidez en la zona comprimida de la viga.

Estas directrices son esenciales para garantizar que las vigas compuestas de vigas de GaK con dimensiones de sección superiores a su ancho no fallen debido al pandeo lateral, mejorando la capacidad de carga y la estabilidad general de la estructura.

2.13.5 Momento Resistente

El esfuerzo a flexión (f_b) que actúa sobre cualquier sección de GaK rolliza no debe superar el valor del esfuerzo a flexión admisible (F'), el cual es modificado por los coeficientes b correspondientes, según la siguiente fórmula:

$$f_b = \frac{M}{S} \leq F'_b$$

Donde:

F_b = Esfuerzo a flexión actuante, en MPa.

M = Momento actuante sobre el elemento en Nmm

F'_b = Esfuerzo admisible modificado, en Mpa.

S = Modulo de sección en mm^3 .

El módulo de sección S , para un culmo de GaK se expresa con la siguiente fórmula:

$$S = \frac{\pi(D_e^4 - [D_e - 2t]^4)}{32D_e}$$

Donde:

S = Modulo de sección en mm^3 .

D_e = Diámetro promedio exterior del culmo en mm.

$t =$ *Espesor promedio de la pared del culmo en mm.*

Cuando se empleen varios culmos para conformar un elemento a flexión, la inercia del conjunto se calcula como la suma de las inercias individuales de cada uno de los culmos, con la fórmula:

$$I = \Sigma I_i$$

Donde:

$I =$ *Inercia de sección compuesta, en mm⁴*

$I_t =$ *Inercia individual de cada culmo referida a su propio centroide, en mm⁴.*

2.13.6 Esfuerzo Cortante Paralelo a las Fibras

La fuerza cortante paralela a las fibras actuantes (f_v) sobre cualquier sección de GaK redondo, no debe superar el valor de la fuerza cortante admisible paralela a las fibras (F'_v), modificada por los coeficientes correspondientes, según la siguiente fórmula:

$$f_v = \frac{2V}{3A} \left(\frac{3D_e^2 - 6D_e t + 4t^2}{D_e^2 + 2D_e t + 2t} \right) \leq F'_v$$

Donde:

$f_v =$ *Esfuerzo cortante paralelo a las fibras actuantes, en MPA.*

$A =$ *Área de la sección transversal del elemento de guadua, en mm²*

$D_e =$ *Diámetro externo promedio de la sección de guadua, en mm.*

$t =$ *Espesor promedio de la sección de guadua, en mm.*

$F'_v =$ *Esfuerzo admisible para corte paralelo a las fibras, modificado por los coeficientes que corresponden, en MPa.*

$V =$ *Fuerza cortante en la sección considerada, en N.*

2.13.7 Esfuerzo de tensión axial actuante

El esfuerzo axial de tensión (f_t) que actúa sobre cualquier sección de caña guadua no debe superar el valor del esfuerzo admisible a tensión axial (F'_t), el cual se calcula según la siguiente fórmula:

$$f_t = \frac{T}{A_n} \leq F_t^{adm}$$

Donde:

F_t = Esfuerzo a tensión actuante, en MPa.

T = Fuerza de tensión axial aplicada, en N.

A_n = Área de la sección transversal del elemento, en mm².

F_t^{adm} = Esfuerzo de tensión admisible, en Mpa.

2.13.7 Esfuerzo Máximo de compresión paralela a la fibra

El cálculo del esfuerzo de compresión máximo para una columna corta de GaK debe basarse en la fórmula proporcionada por NEC-SE-GUADUA, que establece que el esfuerzo de compresión paralelo a las fibras f_c no debe exceder el valor del esfuerzo de compresión admisible. La fórmula general para calcular el esfuerzo de compresión máximo es:

$$f_c = \frac{N}{A_n} \leq F'_c$$

Donde:

f_c = Esfuerzo de compresión paralela a la fibra actuante en Mpa

N = Fuerza de compresión paralela a la fibra actuante, en N.

A_n = Área neta de la sección transversal, en

F'_c

= Esfuerzo de compresión paralela a la fibra admisible, modificado, en Mpa.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA Y OBTENCIÓN DE RESULTADOS

La metodología de esta investigación se desarrolló en tres fases principales: diseño estructural, modelación y análisis sísmico, y evaluación técnica-económica. Cada una de estas etapas se estructuró para garantizar la obtención de resultados precisos y comparables entre las viviendas diseñadas con hormigón armado y caña Guadua.

3.1 Planteamiento y análisis de la estructura

Para el análisis netamente técnico-académico de la estructura, se perfilan planos arquitectónicos como referencia de ubicación de las columnas y vigas tipo, la misma que se ajusta a interacciones necesarias para un reajuste técnico. El planteamiento y el pre-dimensionamiento estructural se realizaron en estricto cumplimiento con la Norma Ecuatoriana de la Construcción, considerando las directrices específicas establecidas para el análisis estructural. Este proceso se detalla a continuación:

Las propiedades mecánicas de los materiales son convencionales y accesibles al mercado. Para la resistencia a compresión del hormigón a los 21 días de fraguado se trabajará con datos emitidos por el AC, 2019.

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

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

Módulo de Elasticidad del Hormigón (Kg/cm²)

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

$$Ec = 15100 * \sqrt{210}$$

$$Ec = 218819.788 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Peso específico del hormigón

$$\gamma = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Coeficiente Poisson

$$V = 0.2$$

El sistema está bajo la sujeción de los parámetros normativos ecuatorianos. De carácter preliminar tomamos en cuenta la geometría y simetría de esta. Tomando en cuenta el largo y ancho no mayor a 4 y las dimensiones no excedan 30 metros.

En planta

$$\text{Largo} = 12.18 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 6.82 \text{ m}$$

$$\frac{\text{Largo}}{\text{Ancho}} = \frac{12.18}{6.82} = 1.785 \leq 4 \rightarrow Ok$$

Junta de Construcción

$$\text{Largo} = 12.18 \text{ m} \leq 30 \text{ m} \rightarrow \text{No requiere junta}$$

$$\text{Ancho} = 6.82 \text{ m} \leq 30 \text{ m} \rightarrow \text{No requiere junta}$$

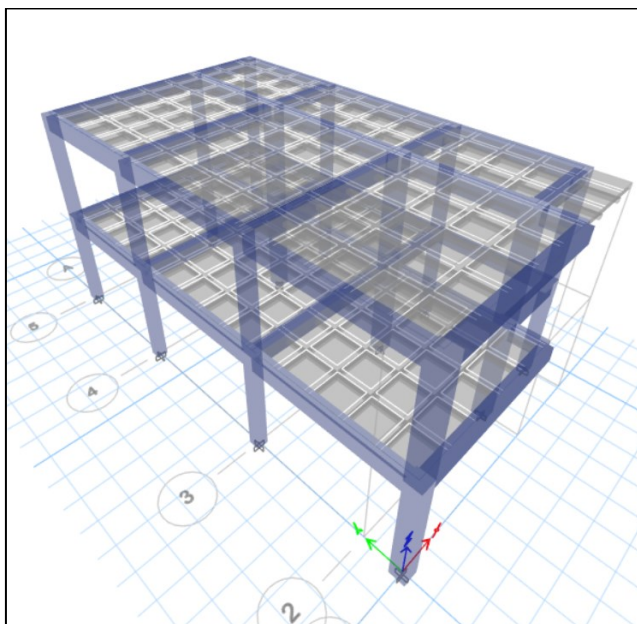
Elevación

$$\text{Altura} = 6.12 \text{ m}$$

$$\frac{\text{Altura}}{\text{Ancho}} = \frac{6.12}{6.82} = 0.897 \leq 4 \rightarrow Ok$$

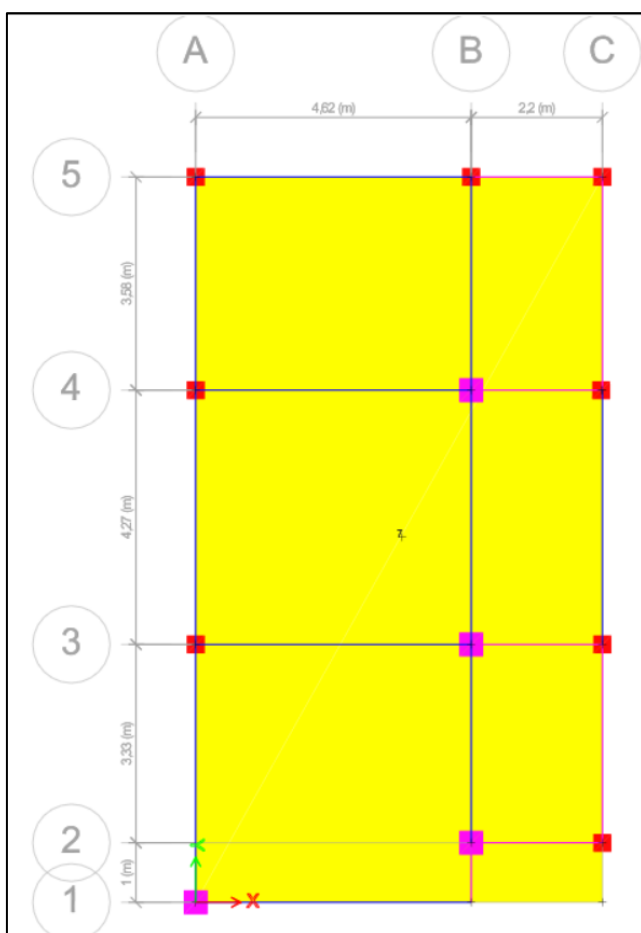
$$\frac{\text{Altura}}{\text{Largo}} = \frac{6.12}{12.18} = 0.50 \leq 4 \rightarrow Ok$$

Figura 21 *Planteamiento Estructural Vista en 3D*



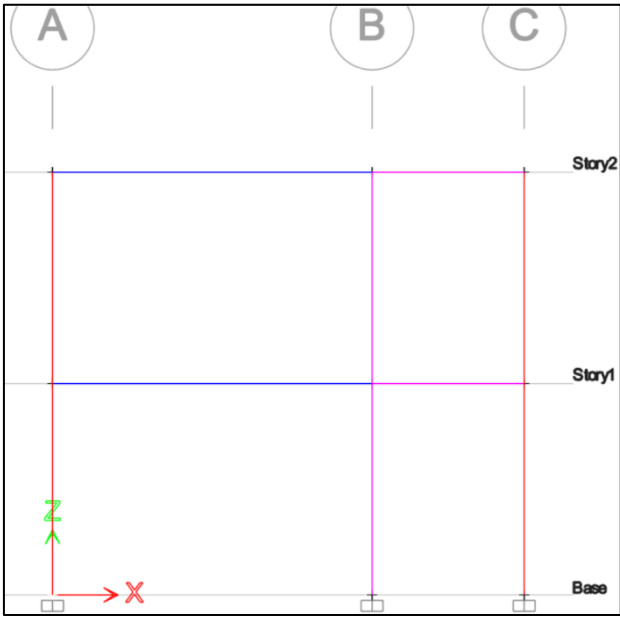
Elaborado por: Autores

Figura 22 *Planteamiento Estructural Vista en planta*



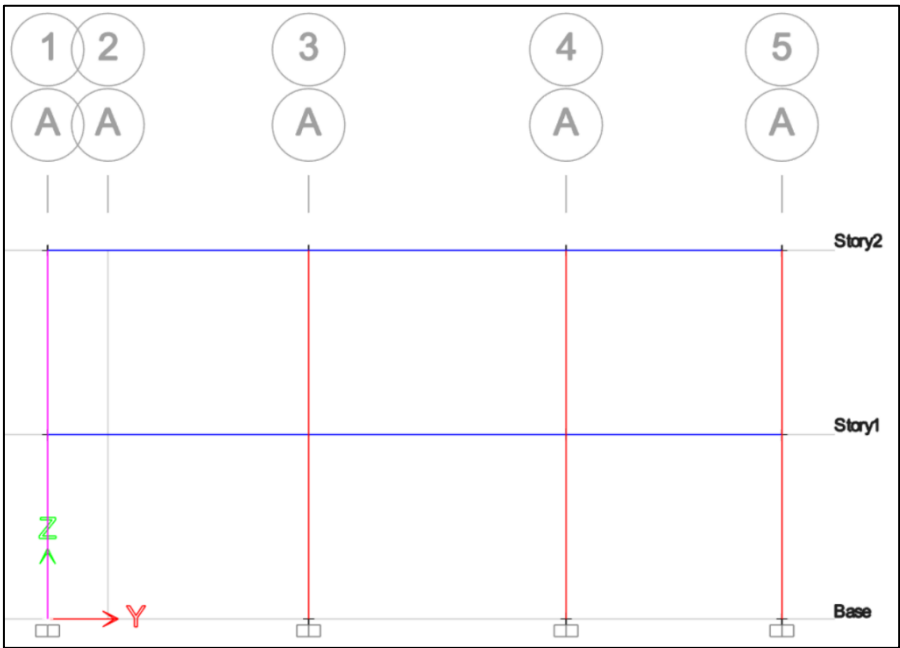
Elaborado por: Autores

Figura 23 *Vista en sentido X*



Nota: Plano Estructural (Vista en elevación). Elaborado por: Autores

Figura 24 *Vista en sentido Y*



Nota: Plano Estructural (Vista en perfil). Elaborado por: Autores

Figura 25 *Combinaciones de Carga*

Combinación 1: $1.4 D$ Combinación 2: $1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max[L_r; S; R]$ Combinación 3: $1.2 D + 1.6 \max[L_r; S; R] + \max[L; 0.5W]$ Combinación 4: $1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max[L_r; S; R]$ Combinación 5: $1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$ Combinación 6: $0.9 D + 1.0 W$ Combinación 7: $0.9 D + 1.0 E$	D Carga permanente E Carga de sismo L Sobrecarga (carga viva) L_r Sobrecarga cubierta (carga viva) S Carga de granizo W Carga de viento
--	--

Fuente: (MIDUVI, 2016)

3.2 Prediseño de Elementos horizontales y verticales

Al analizar las dimensiones de las luces se determinó que el panel más crítico se encuentre entre los ejes A-B.

Las luces libres son de 4.62 m y 4.27m.

Tabla 3 *Condiciones para definir el tipo de Losa*

Condición	Tipo de Losa
$\frac{Luz\ mayor}{Luz\ menor} > 2$	Losa Unidireccional
$\frac{Luz\ mayor}{Luz\ menor} < 2$	Losa Bidireccional

Fuente: (MIDUVI, 2015)

$$\frac{4.62}{4.27} = 1.08 \therefore es\ bidireccional$$

Altura de la Losa

Con el objetivo de establecer la altura mínima que tendrá la losa, se analizan las siguientes ecuaciones de la norma ACI 318-SUS-14.

Tabla 4 *Espesor mínimo de losa de dos direcciones*

α_{fm}	Espesor mínimo, h
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	$h = \frac{ln * \left(0.8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \quad (1)$
$\alpha_{fm} > 2.0$	$h = \frac{ln * \left(0.8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \quad (2)$

Fuente: (ACI Committee 318, 2014)

Donde:

h : Es la altura mínima para losa maciza apoyada en viga en mm

Ln : Corresponde a la luz libre en la dirección larga medida cara a cara de las vigas en (mm)

fy : Resistencia de fluencia del acero de refuerzo.

α_{fm} : Relación promedio entre la rigidez a flexión de la viga y rigidez a flexión de losa

β : Relación entre la luz más larga del panel y la luz más corta del panel.

$$\beta = \frac{4.62}{4.28}$$

$$\beta = 1.08$$

Se asume que es mayor que 2.0, debido que las vigas son más rígidas que las losas.

Con esta consideración se reemplaza en la ecuación (2) para obtener el h min.

$$h = \frac{ln * \left(0.8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$$

$$h = \frac{4.62 * 1000 * \left(0.8 + \frac{420}{1400}\right)}{36 + 9(1.08)}$$

$$h = 111.15 \text{ mm}$$

$$h = 11.11 \text{ cm}$$

Tabla 5 *Altura equivalente de una losa maciza a losa alivianada*

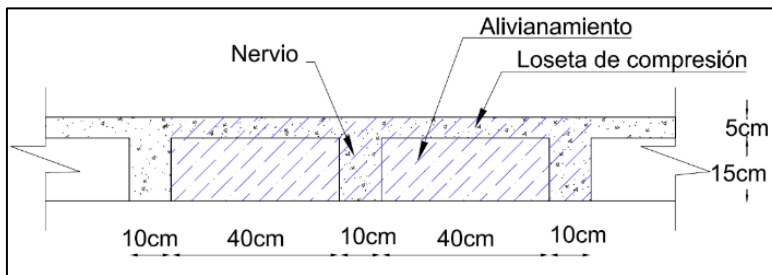
h Losa Maciza (cm)	h Equivalente de Losa Alivianada (cm)
$h < 10.88$	15
$10.88 \leq h \leq 14.5$	20
$14.5 \leq h \leq 18.5$	25
$18.6 \leq h \leq 21.4$	30

Fuente: (ACI Committee 318, 2014)

$$h_{equivalente} = 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se considera la losa alivianada bidireccional de 20 centímetros, con alivianamientos de 15cm de altura.

Figura 26 Detalle geometría de la losa

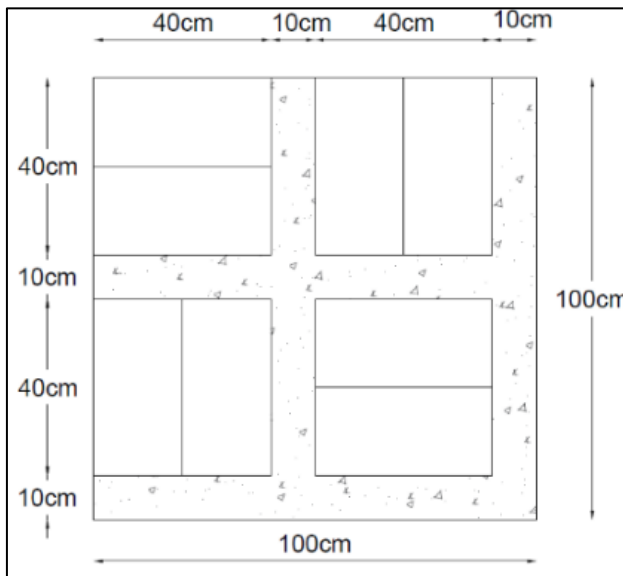


Elaborado por: Autores

3.3 Cálculo de Cargas actuantes

Carga causada por la losa:

Figura 27 Detalle metro cuadrado de losa



Elaborado por: Autores

- Nervios

$$\begin{aligned}
 & (\text{Volúmen losa} - \text{Volúmen Bloque} - \text{Capa de compresion}) * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \\
 & = \text{Peso Nervio} \\
 & ((1.00 * 1.00 * 0.2) - (8 \text{ bloques} * 0.15 * 0.4 * 0.20) - (1.00 * 1.00 * 0.05)) \text{m}^3 \\
 & * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 129.60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.130 \frac{T}{\text{m}^2}
 \end{aligned}$$

- Carpeta de Compresión

$$(1.00 * 1.00 * 0.05) \text{ m}^3 * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 120 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.120 \frac{T}{\text{m}^2}$$

- Alivianamiento

$$8 * (0.15 * 0.40 * 0.20) m^3 * 1000 \frac{kg}{m^3} = 96 \frac{kg}{m^2} = 0.096 \frac{T}{m^2}$$

- Total

$$**Peso propio de la losa** = 0.130 + 0.120 + 0.096 = 0.346 \frac{T}{m^2}$$

Carga causada por las vigas:

$$**Peso de Vigas** = 35 \% **Peso Propio de la Losa** = 35\% * (0.346) = 0.121 \frac{T}{m^2}$$

Carga causada por paredes:

$$**Peso de Paredes** = 0.150 \frac{T}{m^2}$$

Carga causada por acabados:

$$**Peso de Acabados** = 0.120 \frac{T}{m^2}$$

Carga causada por columnas:

$$**Peso de Columnas** = 0.110 \frac{T}{m^2}$$

Carga Muerta Total

Carga Muerta= P.Losa+ P.Vigas + P.Columnas + P.Paredes + P.Acabados

$$**Carga Muerta** = 0.346 + 0.121 + 0.11 + 0.15 + 0.12 = **0.847** \frac{T}{m^2}$$

Carga viva

$$**L** = **0.20** \frac{T}{m^2}$$

Carga total

$$**Carga Total** = **Carga Muerta** + **Carga Viva**$$

$$**Q_T** = 0.847 + 0.20 = 1.05 \frac{T}{m^2}$$

$$**Carga Final** = \# de pisos * **Q_T**$$

$$Carga\ Final = (2\ nivel) * (1.05) = 2.1 \frac{T}{m^2}$$

3.4 Pre dimensionamiento de Columnas

Para realizar el pre dimensionamiento de las columnas se basará en la carga axial actuante, por lo tanto, se hará uso del principio de áreas cooperantes para el cálculo, además para el prediseño de columna se utilizará el método de Arnal y Epelboim para la determinación del área de concreto, la fórmula se muestra a continuación:

$$Ag = \frac{(Pu)}{\alpha \phi f'c}$$

Donde:

Ag: Área de la columna.

α : Factor en función de la posición de la columna, establecido en la tabla que se presente a continuación.

ϕ : Factor de minoración de resistencia, $\phi=0.65$ para columnas con estribos y $\phi=0.7$ para columnas con zunchos.

Tabla 6 Coeficiente α

Tipo de columna	α
Esquina	0,20
Borde	0,25
Central	0,28

Fuente: (MIDUVI, 2016)

Tabla 7 Tipos de columnas

TIPOS DE COLUMNAS	
Columnas Esquineras	1
Columnas Perimetrales	2
Columnas Centrales	3

Fuente: (MIDUVI, 2016)

Determinación del área colaborante para la columna tipo central, columna B4

$$Area\ colaborante = 3.93\ m * 3.41\ m$$

$$Area\ colaborante = 13.40\ m^2$$

El valor del área colaborante se multiplica por el número de pisos.

$$Area\ total\ colaborante\ total = 13.40\ m^2 * 2\ piso$$

$$Area\ colaborante = 26.80\ m^2$$

El valor de área colaborante total se multiplica por el valor del peso propio de la losa alivianada bidireccional.

$$Carga\ total\ para\ Columna\ B4 = 26.80\ m^2 * 1.05\ \frac{T}{m^2}$$

$$Carga\ total\ para\ columna\ B4 = 28.14\ T$$

Tabla 8 Tipificación y altura de columnas

COLUMNA	Piso 1 m ²	Piso 2 m ²	PESO T	TIPO
A5	4,13	4,13	8,67	1
C5	1,97	1,97	4,14	1
A1	2,31	2,31	4,85	1
B5	6,1	6,1	12,81	2
A4	9,070	9,070	19,05	2
C4	4,320	4,320	9,07	2
A3	8,780	8,780	18,44	2
C3	4,180	4,180	8,78	2
C2	2,930	2,930	6,15	2
B4	13,400	13,400	28,14	3
B3	12,960	12,960	27,22	3
B2	9,04	9,04	18,98	3

Elaborado por: Autores

Las columnas con carga críticas:

- Posición Esquinera A5
- Posición Perimetral A4
- Posición Central B4

Área en función de p

$$Ag = \frac{P}{\alpha * \phi * f'c}$$

$$f'c = 210 \quad kg/cm^2$$

$$\phi = 0,65$$

Área colaborante según el tipo de columna

ESQUINERAS	PERIMETRAL	CENTRALES
$Ag = \frac{P}{0.20 * 0.65 * 210}$	$Ag = \frac{P}{0.25 * 0.65 * 210}$	$Ag = \frac{P}{0.28 * 0.65 * 210}$
Ag = 36.6	Ag = 29.3	Ag = 26.2

Para la columna tipo B4.

$$Ag = \frac{(28,14 * 1000)T}{(0.28 * 0.65 * 210)cm^2}$$

$$Ag = 736.26 cm^2$$

$$Seccion de columna B4 = \sqrt{736.26}$$

$$Seccion de columna B4 = 27.13 cm$$

Se asume para el modelado y análisis en el software una sección de 30x30 cm.

Se realiza el mismo procedimiento para determinar la sección de cada columna en función de la carga a la que se encuentra sometida.

Tabla 9. Datos de las secciones de columnas

NIVEL	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3
	COL. ESQ.	COL. PERIM.	COL. CENT.
	A-5	A-4	B-4
6,00	P= 4,34	P= 9,52	P= 14,07
	Ag= 158,85	Ag= 279,08	Ag= 368,13
	Raíz= 12,60	Raíz= 16,71	Raíz= 19,19
	Sec= 30/30	Sec= 30/30	Sec= 30/30
3,00	P= 8,67	P= 19,05	P= 28,14
	Ag= 317,69	Ag= 558,15	Ag= 736,26
	Raíz= 17,82	Raíz= 23,63	Raíz= 27,13
	Sec= 30/30	Sec= 30/30	Sec= 30/30

Elaborado por: Autores

La norma NEC-15 establece que el valor mínimo de la sección transversal de una columna será de 300 milímetros, mientras que el ACI 318-14 requiere que la dimensión mínima sea de 12 pulgadas (305 mm).

Refuerzo longitudinal máximo y mínimo

El acero longitudinal no deberá ser menor de $0.01A_g$ ni mayor a $0.08A_g$, esto para columnas no presforzadas y columnas presforzadas con $f_{pe} < 1.6$ MPa. (ACI 318-19 10.6.1).

$$A_{s \min} = 0.01A_g$$

$$A_{s \min} = 0.01 * (30\text{cm} * 30\text{cm})$$

$$A_{s \min} = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \max} = 0.08 A_g$$

$$A_g \max = 0.08 * (30 \text{ cm} * 30 \text{ cm})$$

$$A_g \max = 72 \text{ cm}^2$$

Para el modelamiento en el software se asumirá inicialmente el $A_{s \min}$ de 9 cm^2 .

Usar 8 ϕ 12 mm, ($A_s = 9.04 \text{ cm}^2$)

3.5 Pre dimensionamiento de vigas

En el pre dimensionamiento de vigas se usará el mosaico de cargas, el cual consiste en el trazado de bisectrices en cada panel o tablero de la losa con el fin de formar áreas tributarias a cada viga. (Gaona Camargo & Guaminga Micho, 2019)

Se hace uso de las siguientes expresiones para la transformación a cargas rectangulares.

Ecuaciones para transformación de Cargas:

Carga Trapezoidal

$$q = \frac{W_u * s}{3} * \frac{(3 - m^2)}{2}; m = s/L$$

Carga Triangular

$$q = \frac{W_u * s}{3}$$

Donde:

w: Carga equivalente a lo largo de la luz

q: Carga total uniforme por metro cuadrado

S: Longitud de la luz corta para losas en dos direcciones. Es la longitud entre ejes de los claros o el claro libre aumentado dos veces el espesor de la losa.

Escogiendo el menor de los valores.

m: Relación entre luz corta y la luz larga.

La carga muerta y carga viva son los siguientes

$$D = 0.847 \frac{T}{m^2}$$

$$L = 0.2 \frac{T}{m^2}$$

El valor de Pu mayorado es.

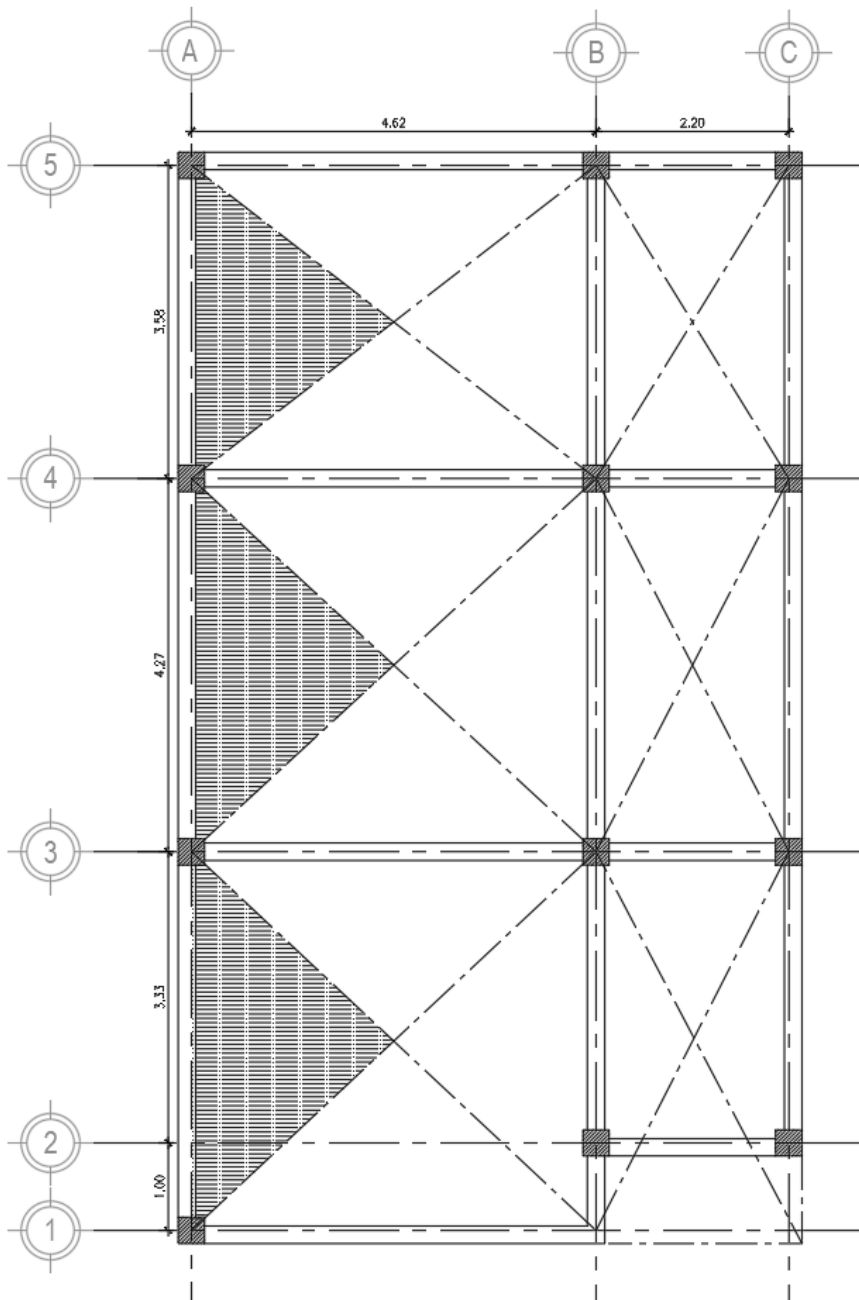
$$Pu = 1.2D + 1.6L$$

$$Pu = 1.2(0.847) + 1.6(0.2)$$

$$Pu = 1.34 T/m^2$$

3.5.1 Pre-diseño de vigas en el sentido Y.

Figura 28 Carga triangular sobre vigas perimetrales



Elaborado por: Autores

Área tributaria triangular en la viga del tramo 4 y 6 sobre el eje A

- Área tributaria en el tramo 4-5 = 4.13 m^2
- Área tributaria en el tramo 3-4 = 4.93 m^2
- Área tributaria en el tramo 1-3 = 5.00 m^2

Con el área tributaria utilizando la ecuación para carga triangular se determina el valor de la carga equivalente.

$$Carga\ equivalente = At * \left(\frac{Pu}{ln}\right)$$

Donde:

At= Área tributaria triangular.

Pu= Carga mayorada.

ln= Luz libre de viga.

- $Carga\ equivalente\ en\ el\ tramo\ 4 - 5 = (4.13m^2 * \left(\frac{1.34\frac{T}{m^2}}{3.58\ m}\right))$

$$Carga\ equivalente\ en\ el\ tramo\ 4 - 5 = 1.54\ T/m$$

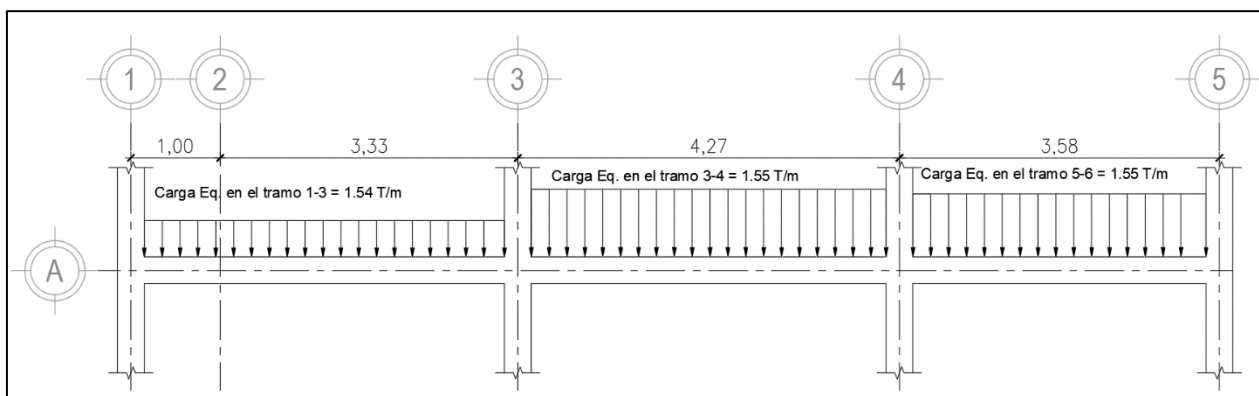
- $Carga\ equivalente\ en\ el\ tramo\ 3 - 4 = (4.93m^2 * \left(\frac{1.34\frac{T}{m^2}}{4.27\ m}\right))$

$$Carga\ equivalente\ en\ el\ tramo\ 4 - 5 = 1.55\ T/m$$

- $Carga\ equivalente\ en\ el\ tramo\ 1 - 3 = (5.00m^2 * \left(\frac{1.34\frac{T}{m^2}}{4.33\ m}\right))$

$$Carga\ equivalente\ en\ el\ tramo\ 4 - 5 = 1.55\ T/m$$

Figura 29 Distribución de carga equivalente sobre viga.



Fuente: (ACI Committee 318, 2014)

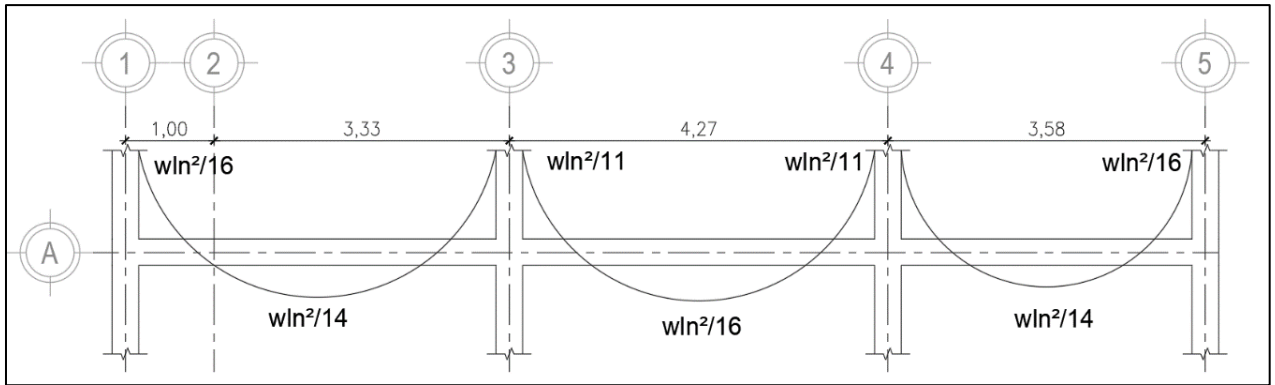
Figura 30 Momentos aproximados para vigas continuas.

Momento	Localización	Condición	M_u
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo.	$W_u l_n^2 / 14$
		El extremo discontinuo no está restringido.	$W_u l_n^2 / 11$
	Vanos interiores	Todos.	$W_u l_n^2 / 16$
Negativo*	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros contruidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$W_u l_n^2 / 24$
		Miembros contruidos monolíticamente con columnas como apoyo.	$W_u l_n^2 / 16$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos.	$W_u l_n^2 / 9$
		Más de dos vanos.	$W_u l_n^2 / 10$
	Las demás caras de apoyos	Todas.	$W_u l_n^2 / 11$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de 3m. (b) Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo de vano.	$W_u l_n^2 / 12$

Fuente: (ACI Committee 318, 2014)

Para el eje A que se está analizando según la tabla 6.5.2 los momentos se determinaran de la siguiente manera.

Figura 31 Diagrama de momentos aproximados en vigas perimetrales



Fuente: (ACI Committee 318, 2014)

Los valores del peralte efectivo de la viga se determinan utilizando la siguiente ecuación:

$$Mn = Ru * b * d^2$$

$$Ru = f'c * w * (1 - 0.588 * w)$$

Dónde:

Mn : Momento nominal.

Ru : Factor de resistencia a la flexión.

b : Base de la viga.

d : Peralte efectivo.

$f'c$: Resistencia a la compresión del hormigón [kg/cm²]

w : Índice de refuerzo y está dado por la siguiente ecuación.

$$w = \rho * \left(\frac{fy}{f'c}\right)$$

fy : Esfuerzo de fluencia del acero [kg/cm²]

ρ : Cuantía de acero.

Dónde:

$$\rho = As/Aeff$$

• As : Área de refuerzo longitudinal a tracción [cm²].

• $Aeff$: Área efectiva de la sección de concreto [cm²].

Con el fin de lograr una ductilidad segura y disminuyendo de esta manera el peligro de fallas frágiles, en los reglamentos se dictamina que siempre se deberá hacer uso de relaciones de fuerza que sean menores a la cuantía balanceada (ρb).

La norma NEC-SE-HM-15, establece que la cuantía mínima sea igual o mayor que $14/f_y$, y limita la cantidad de acero en vigas al 50% de la cuantía en condición balanceada. Para secciones rectangulares simplemente armadas la cuantía balanceada puede calcularse con la siguiente ecuación.

$$\rho b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0.003 * E_s}{0.003 * E_s + f_y}$$

Dónde:

E_s : módulo de elasticidad del acero.

f_y : resistencia especificada a la fluencia del acero.

β_1 : factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.

Como se sabe, la expresión para encontrar la cuantía balanceada obedece a un estado de las deformaciones unitarias, donde se genera de forma simultánea la deformación del hormigón siendo esta igual a 0.003 y la condición de deformación por fluencia del acero.

β_1 depende de la resistencia específica del hormigón, como se muestra en la siguiente figura :

Figura 32 Distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el hormigón (β_1).

f'_c, MPa	β_1
$17 \leq f'_c \leq 28$	0,85
$28 < f'_c < 55$	$0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7}$
$f'_c \geq 55$	0,65

Fuente: (ACI Committee 318, 2014)

Determinación de ρ balanceado para las vigas en el sentido Y

$$\rho b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0.003 * E_s}{0.003 * E_s + f_y}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

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

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho b = 0.85 * 0.85 * \frac{210}{4200} * \frac{0.003 * 2100000}{0.003 * 2100000 + 4200}$$

$$\rho b = 0.036$$

$$50\% \text{ de } \rho b = 0.018$$

Determinación del índice de refuerzo.

$$w = \rho * \left(\frac{f_y}{f'_c} \right)$$

$$w = 0.018 * \left(\frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{210 \text{ kg/cm}^2} \right)$$

$$w = 0.36$$

Determinación del factor de resistencia a la flexión.

$$Ru = f'_c * w * (1 - 0.588 * w)$$

$$Ru = 210 \text{ kg/cm}^2 * 0.36 * (1 - 0.588 * 0.36)$$

$$Ru = 59.60$$

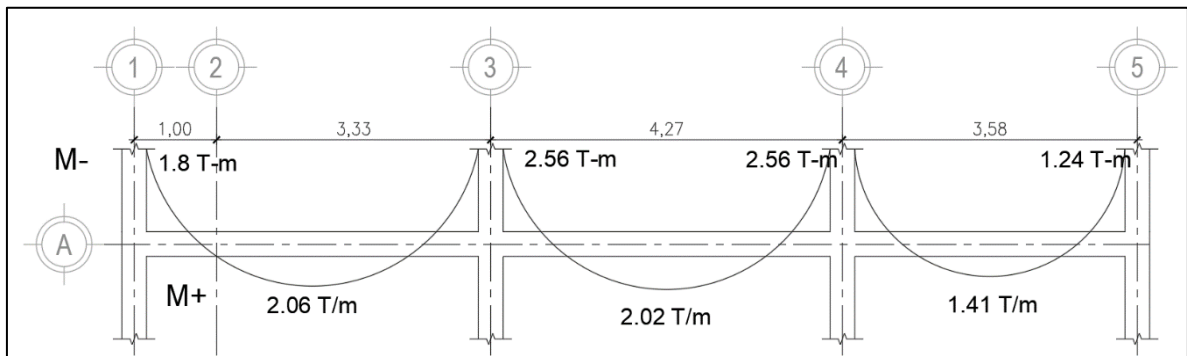
Determinación del peralte efectivo d.

$$Mn = Ru * b * d^2$$

Despejando de la ecuación.

$$d = \sqrt{Mu / (Ru * b)}$$

Figura 33 Momentos aproximados sobre viga perimetral.



Fuente: (ACI Committee 318, 2014)

El momento más crítico se presenta en el tramo 1 – 3 sobre el eje A, para el cual se determina el valor del peralte efectivo para diferentes valores de base b .

Para $b = 25$ cm

$$d = \sqrt{2.06 * 100000 / (59.60 * 25 * 0.9)}$$

$$d = 12.40 \text{ cm}$$

Para $b = 30$ cm

$$d = \sqrt{2.06 * 100000 / (59.60 * 30 * 0.9)}$$

$$d = 11.34 \text{ cm}$$

Para $b = 35$ cm.

$$d = \sqrt{2.06 * 100000 / (59.60 * 35 * 0.9)}$$

$$d = 10.51 \text{ cm}$$

Para zona sísmica el valor mínimo de $b = 25$ cm, por lo cual la viga tendrá una sección transversal de 25 cm x 20 cm para las vigas perimetrales.

Tomando en cuenta el recubrimiento, la altura total de la viga sería:

$$h = d + \text{recubrimiento}$$

Las dimensiones obtenidas a partir del prediseño son capaces de resistir la tensión del momento actuante, pero es necesario considerar los valores de la sección óptima que garanticen la imposibilidad de pandeo lateral, una rigidez aceptable y una solución económica. Para cumplir con estos parámetros se debe aplicar el siguiente criterio:

$$1.5 \leq h/b \leq 2.0$$

SENTIDO Y

PRE-DISEÑO DE VIGAS EJES A (TRAMO 1-2)					
A colaborante	Ln	b	d	h	h/b
5,000	4,33	25	12,430911	20	0,80
		30	11,347817	20	0,67
		35	10,506037	20	0,57

POR LO TANTO, LA SECCION ES DE 25*20 cm

DATOS

Diseño sismorresistente	
Ru = (0.5ro balanceado) =	59,6
Momento pre dimensionamiento =	207221,43 Kg-cm
factor de reducción =	0,9

3.5.2 Prediseño de vigas en el sentido X.

Para vigas centrales con mayor sollicitación de carga se realiza el mismo procedimiento, los resultados se presentan a continuación.

SENTIDO X

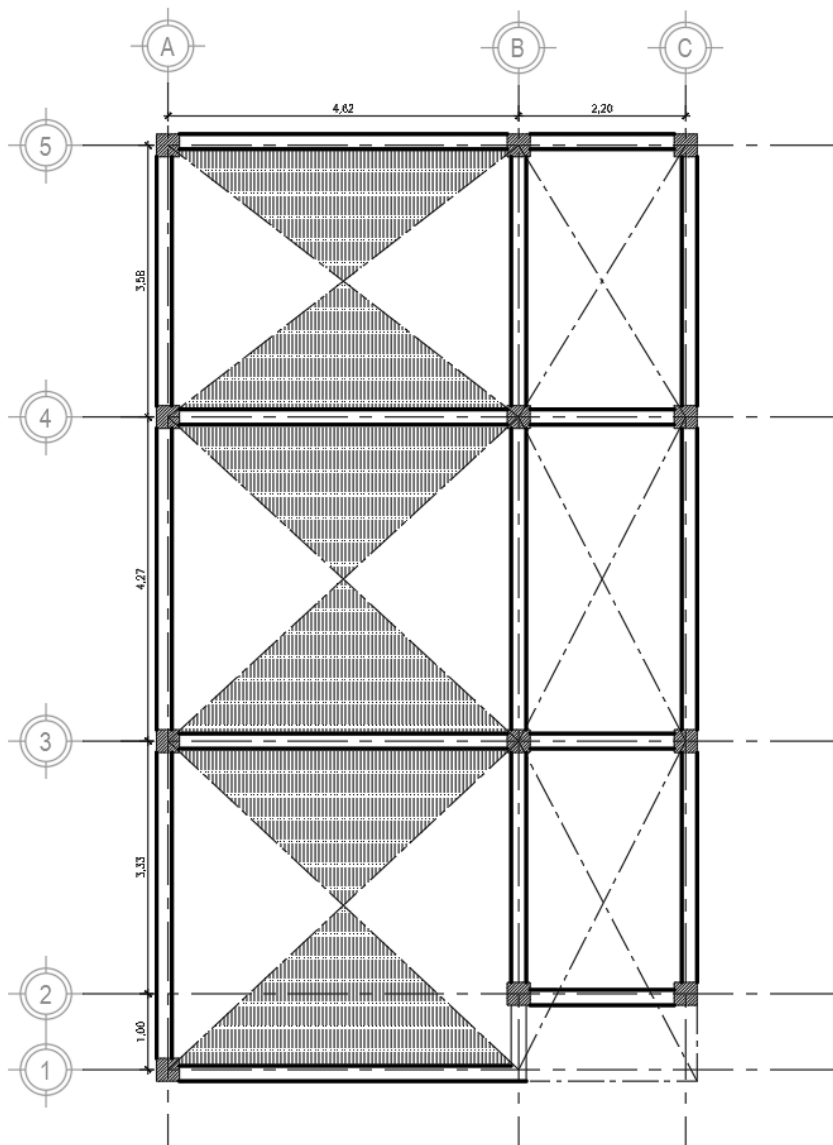
PRE-DISEÑO DE VIGAS EJES 4 (TRAMO A-B)					
A colaborante	Ln	b	d	h	h/b
9,070	4,62	25	17,294126	25	1,00
		30	15,787305	25	0,83
		35	14,616204	25	0,71

POR LO TANTO, LA SECCION ES DE 25*25 cm

DATOS

Diseño sismorresistente	
Ru = (0.5ro balanceado) =	59,6
Momento pre dimensionamiento =	401075,4 Kg-cm
factor de reducción =	0,9

Figura 34 Carga triangular sobre viga central en sentido X



Elaborado por: Autores

3.6 Resumen de cargas y secciones transversales para elementos horizontales y verticales.

3.6.1. Cargas

Carga muerta D.

$$D = 0.847 \frac{T}{m^2}$$

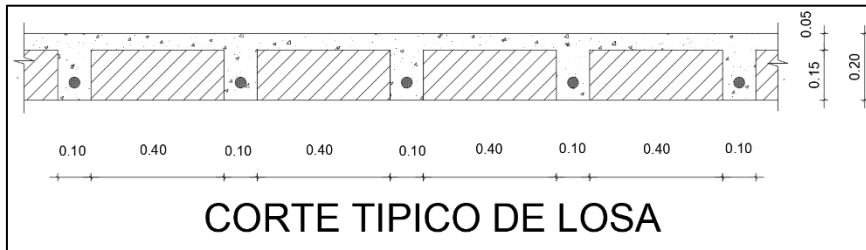
Carga Viva L:

$$L = 0.2 \frac{T}{m^2}$$

3.6.2. Losa

Losa aliviana en dos reacciones de 20 cm de altura.

Figura 35 Corte típico de losa, resumen de elementos estructurales.

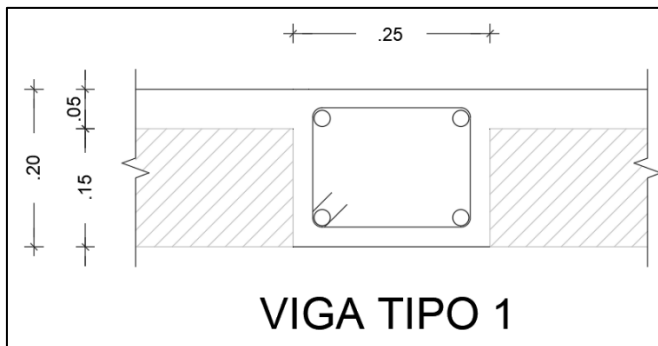


Elaborado por: Autores

3.6.3. Vigas

Vigas tipo 1: Vigas perimetrales 25cm x 20cm (Viga banda)

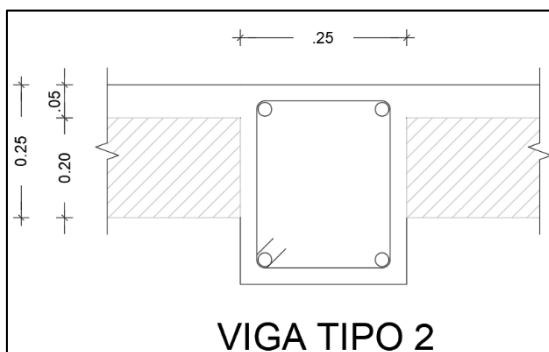
Figura 36 Corte de viga tipo 1, resumen de elementos estructurales.



Elaborado por: Autores

Vigas tipo2: Para vigas centrales 25cm x 25cm (Viga peraltada).

Figura 37 Corte de viga tipo 2, resumen de elementos estructurales.



Elaborado por: Autores

Columnas de sección transversal 30x30 cm

3.7 Carga sísmica(s):

Se procede a realizar un análisis sísmico haciendo uso de lo establecido en la Normativa Ecuatoriana, la cual impone factores por los cuales se permite diseñar estructuras en consideración de cargas laterales estáticas equivalentes o a su vez mediante un espectro de respuesta, siendo este un análisis dinámico.

Figura 39 Datos para Espectro Sísmico

$S_a = \eta Z F_a$	para $0 \leq T \leq T_c$
$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$	para $T > T_c$
Dónde:	
η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
r	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto
$r = 1$	para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
$r = 1.5$	para tipo de suelo E.
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura
T	Período fundamental de vibración de la estructura
T_c	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Fuente: (MIDUVI, 2015)

3.7.1. Determinación de periodo de vibración T .

El periodo de vibración T puede ser calculado con la expresión que se indica en la figura siguiente:

Figura 40 Datos para Periodo de Vibración T

$T = C_t h_n^\alpha$	
Dónde:	
C_t	Coeficiente que depende del tipo de edificio
h_n	Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.
T	Período de vibración

Fuente: (MIDUVI, 2015)

Tabla 10 *Tipo de Estructura*

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

Fuente: (MIDUVI, 2015)

Por lo tanto, se asume los valores de $C_t = 0.055$ y $\alpha = 0.9$ por tratarse de una estructura sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores.

Siendo $h_n = 8.10$ m tenemos;

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

$$T = 0.055 * 6.12^{0.9}$$

$$T = 0.281$$

El valor de Z se adopta según la zona sísmica, Quito corresponde a la zona número IV del siguiente cuadro con un alto riesgo sísmico.

Tabla 11 *Valores de factor Z en función de la zona sísmica adoptada.*

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

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Fuente: (MIDUVI, 2015)

El valor de la relación espectral se asume de acuerdo con la zona en el Ecuador, por lo tanto, $\eta = 2.48$

Figura 41 Relación espectral por zona

Ecuador, adoptando los siguientes valores:

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

Fuente: (MIDUVI, 2015)

Mediante las expresiones a continuación se establecen los valores de

Figura 42. Datos para el cálculo del periodo T_c .

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_L = 2.4 \cdot F_d$$

Dónde:

F_a Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

F_d Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

F_s Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos

T_c Es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_L Es el período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos

Fuente: (MIDUVI, 2015)

Figura 43 Tipos de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$

Fuente: (MIDUVI, 2015)

Según valores referenciales que se tienen a disposición en la zona de estudio, los valores de Z de zona sísmica el tipo de suelo D, se obtendrán los valores de F_a , F_d , F_s .

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

Por lo tanto, $F_a=1.2$

Figura 44 Factor F_a en función de la zona sísmica.

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

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

Fuente: (MIDUVI, 2015)

Entonces $F_d = 1.19$.

Figura 45 Factor F_d en función de la zona sísmica.

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

Tabla 4 : Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

Fuente: (MIDUVI, 2015)

$F_s= 1.28$.

Figura 46 Factor F_s en función de la zona sísmica.

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	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 5 : Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Fuente: (MIDUVI, 2015)

Con estos datos determinamos los valores de T_c

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 * 1.28 * \frac{1.19}{1.2}$$

$$T_c = 0.698$$

Tabla 12 Datos para la elaboración de la curva de espectro de aceleración sísmica.

hn=	6.12m
Ct=	0,055
α =	0,75
T=	0,281
Z=	0,4
Zona Sísmica	V
Tipo de suelo	D
Fa=	1,2
Fd=	1,19
Fs=	1,28
Tc=	0,7
n=	2,48
r=	1
Sa=	1,19
R=	8
ϕ_p =	1

$\phi_e =$	1
Coef. Sis. =	0,15

Elaborado por: Autores

3.7.2. Espectro de Diseño NEC 2015

A partir de los parámetros calculados para el esfuerzo cortante basal en el análisis estático, se desarrolla el espectro de diseño en función de la aceleración, el cual se introduce en el modelo para realizar el análisis espectral dinámico.

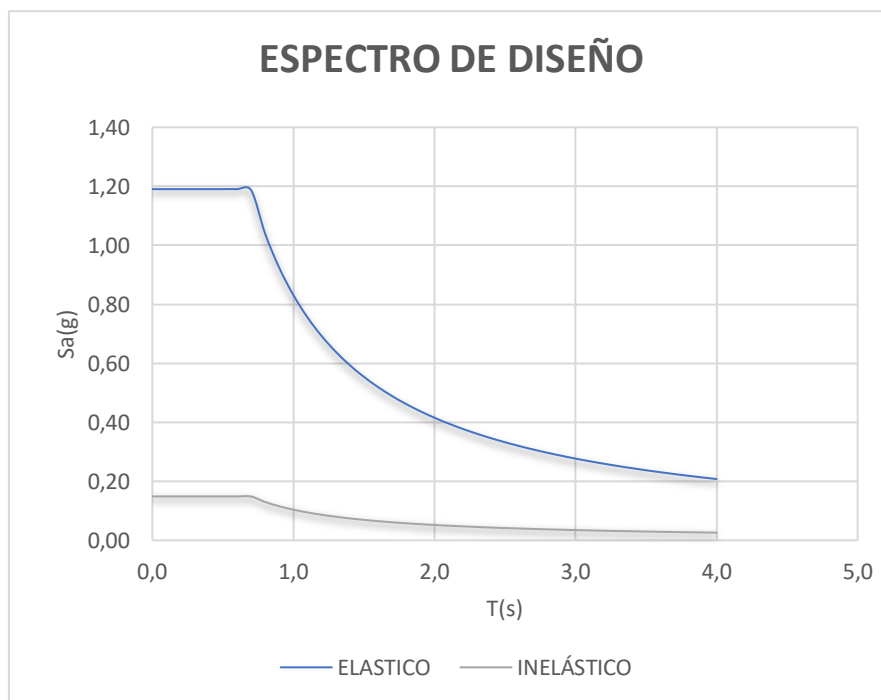
Tabla 13 *Datos del espectro*

T	Sa	Inel
0,0	1,19	0,14880000
0,1	1,19	0,14880000
0,2	1,19	0,14880000
0,3	1,19	0,14880000
0,4	1,19	0,14880000
0,5	1,19	0,14880000
0,6	1,19	0,14880000
0,7	1,19	0,14840320
0,8	1,04	0,12985280
0,9	0,92	0,11542471
1,0	0,83	0,10388224
1,1	0,76	0,09443840
1,2	0,69	0,08656853
1,3	0,64	0,07990942
1,4	0,59	0,07420160
1,5	0,55	0,06925483
1,6	0,52	0,06492640
1,7	0,49	0,06110720
1,8	0,46	0,05771236
1,9	0,44	0,05467486
2,0	0,42	0,05194112
2,1	0,40	0,04946773
2,2	0,38	0,04721920
2,3	0,36	0,04516619
2,4	0,35	0,04328427
2,5	0,33	0,04155290
2,6	0,32	0,03995471
2,7	0,31	0,03847490
2,8	0,30	0,03710080
2,9	0,29	0,03582146
3,0	0,28	0,03462741
3,1	0,27	0,03351040
3,2	0,26	0,03246320

3,3	0,25	0,03147947
3,4	0,24	0,03055360
3,5	0,24	0,02968064
3,6	0,23	0,02885618
3,7	0,22	0,02807628
3,8	0,22	0,02733743
3,9	0,21	0,02663647
4,0	0,21	0,02597056

Elaborado por: Autores

Figura 47 Espectro de diseño para análisis sísmica.



Elaborado por: Autores

3.7.3. Cálculo de cortante basal

Figura 48 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: (MIDUVI, 2015)

Figura 49 Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8

Fuente: (MIDUVI, 2015)

- Factores de Irregularidad en planta y elevación Tomados según la NEC-SE-DS

$$\phi_p = 0,9$$

$$\phi_e = 1$$

Tabla 14 Factores para Cálculo del Cortante Basal

Consideración	Factor	Valor
Valor de Factor Z en función de la zonificación Sísmica	Z	0,4
Relación de amplificación espectral	n	2,48
Coeficiente de amplificación se suelo en la zona de periodo	Fa	1,4
Corto		
Desplazamiento para diseño en Roca	Fd	1,45
Comportamiento no Lineal de los Suelos	Fs	1,06
Coeficiente que depende del tipo de edificios	Ct	0,06
Coeficiente α para el cálculo del periodo	α	0,9

Nota: Valores para el cálculo del Cortante Basal, tomado de la (NEC-SE-DS 2015).

Elaborado por: Autores

Periodo de vibración de la estructura:

$$Ta = Ct * (Hn) \alpha$$

$$Ta = 0,06 * (5,60) * 0,9$$

$$Ta = 0,30 \text{ s}$$

$$Tc = 0,55 * Fs * \frac{Fd}{Fa}$$

$$Tc = 0,55 * 1,06 * \frac{1,45}{1,4}$$

$$Tc = 0,600 \text{ s}$$

$$Tc > Ta$$

$$0,7746 \text{ s} > 0,229 \text{ s}$$

Por lo tanto:

$$Sa = n * Z * Fa$$

$$Sa = 2.48 * 0,4 * 1.4$$

$$S_a = 1.19$$

Con el valor de “Sa” calculado anteriormente y los factores obtenidos de la norma NEC-SE-DS 2015 expresados en la tabla, se calcula la cortante basal de diseño.

Tabla 15 Factores para Calculo del Cortante Basal

Consideración	Factor	Valor
Importancia (otras Estructuras)	I	1
Respuesta estructural (Mampostería Confinada)	R	8
Irregularidad en planta	Φ_p	1
Irregularidad en elevación	Φ_e	1
Aceleración de la gravedad correspondiente al espectro de respuesta de diseño elástico	Sa	1.19

*Nota: Valores para el cálculo del Cortante Basal, tomado de la (NEC-SE-DS 2015).
Elaborado por: Autores*

$$V = \frac{I * S_a(t_a)}{R * \Phi_e * \Phi_p} * W$$

$$V = \frac{1 * 0.15}{8 * 0.15 * 1} * W$$

$$V = 0,15 * W$$

3.8 Diseño en Hormigón Armado

3.8.1 Diseño en software

Figura 50 *Diseño de Hormigón ($f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$)*

Material Property Data

General Data

Material Name: H. Fc 210 kg/cm2

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2400 kgf/m³

Mass per Unit Volume: 244.732 kgf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2196.27 kgf/mm²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 8.97 kN/mm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

☒ Program Default (Based on Concrete Slab Design Code) ☐ User Specified

OK Cancel

Elaborado por: Autores

E Material Property Data

General Data

Material Name: A36

Material Type: Steel

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color:  Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7849.0472 kgf/m³

Mass per Unit Volume: 800.38 kgf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 20389.02 kgf/mm²

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Shear Modulus, G: 76.9 kN/mm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Figura 51 Diseño de Acero ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$)

Elaborado por: Autores

Figura 52. Diseño de columnas

E Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C1 30X30 cm

Material: H. Fc 210 kg/cm²

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

Display Color:  Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 300 mm

Width: 300 mm

Show Section Properties...

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers... Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK Cancel

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Elaborado por: Autores

Figura 53 *Diseño de vigas centrales*

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: V1 25X20

Material: H. Fc 210 kg/cm2

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

Display Color: magenta

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.2 m

Width: 0.25 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

OK
Cancel

Elaborado por: Autores

Figura 54 *Diseño de losa*

Slab Property Data

General Data

Property Name: Slab1

Slab Material: H. Fc 210 kg/cm2

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

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: green

Property Notes: Modify/Show...

☐ Use Special One-Way Load Distribution

Property Data

Type: Waffle

Overall Depth: 200 mm

Slab Thickness: 100 mm

Stem Width at Top: 125 mm

Stem Width at Bottom: 125 mm

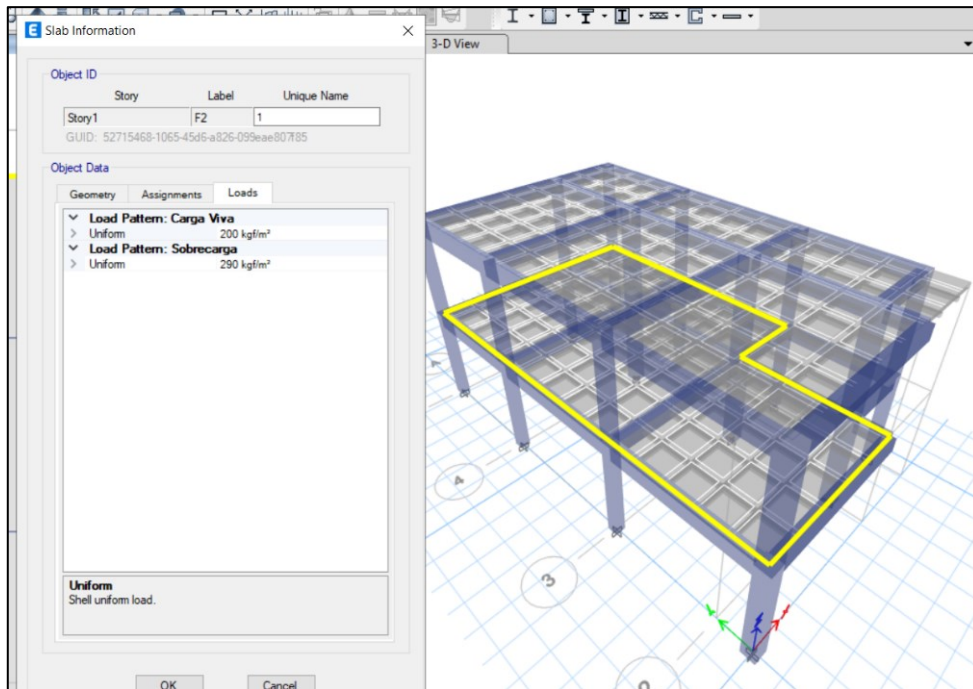
Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis: 900 mm

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis: 900 mm

OK
Cancel

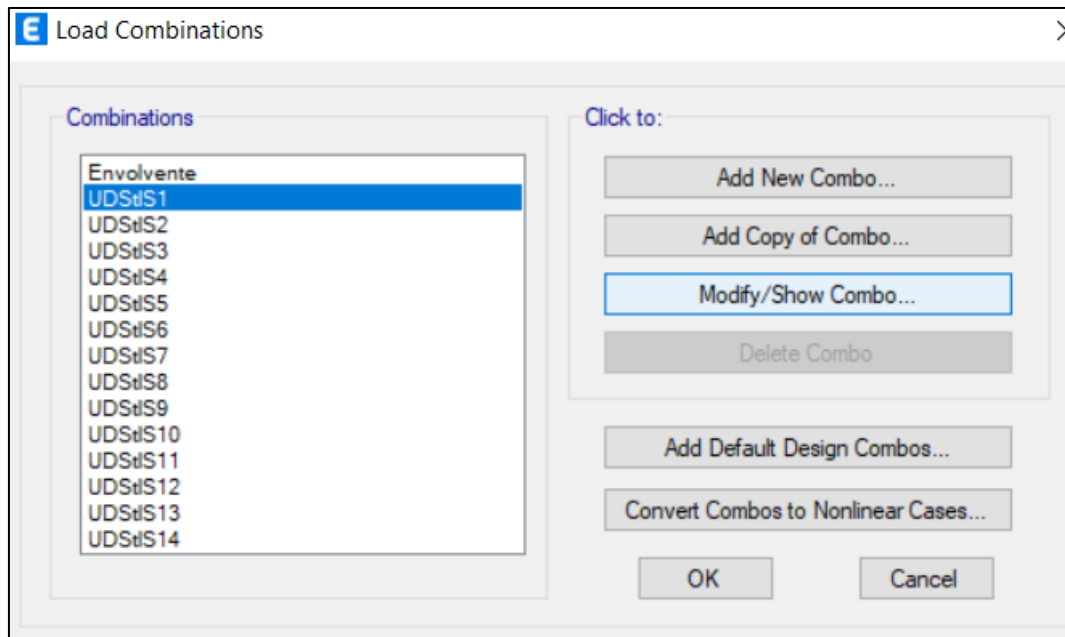
Elaborado por: Autores

Figura 55 *Asignación de cargas*



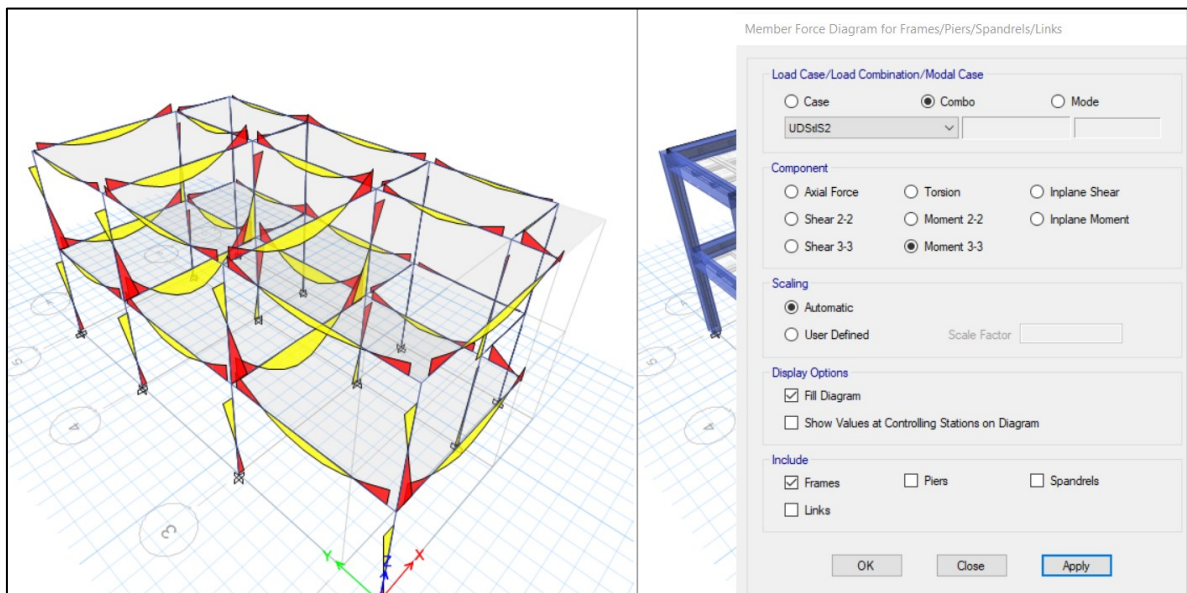
Elaborado por: Autores

Figura 56 *Combinación de cargas*



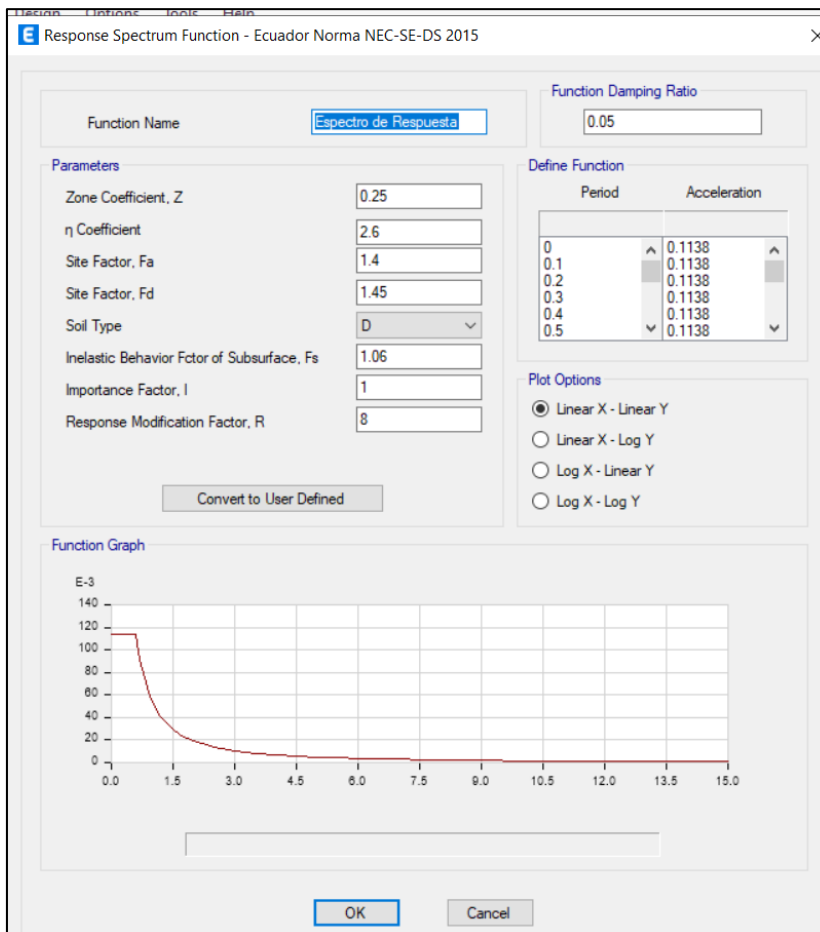
Elaborado por: Autores

Figura 57 Diagrama de Momentos (Vista 3D)



Elaborado por: Autores

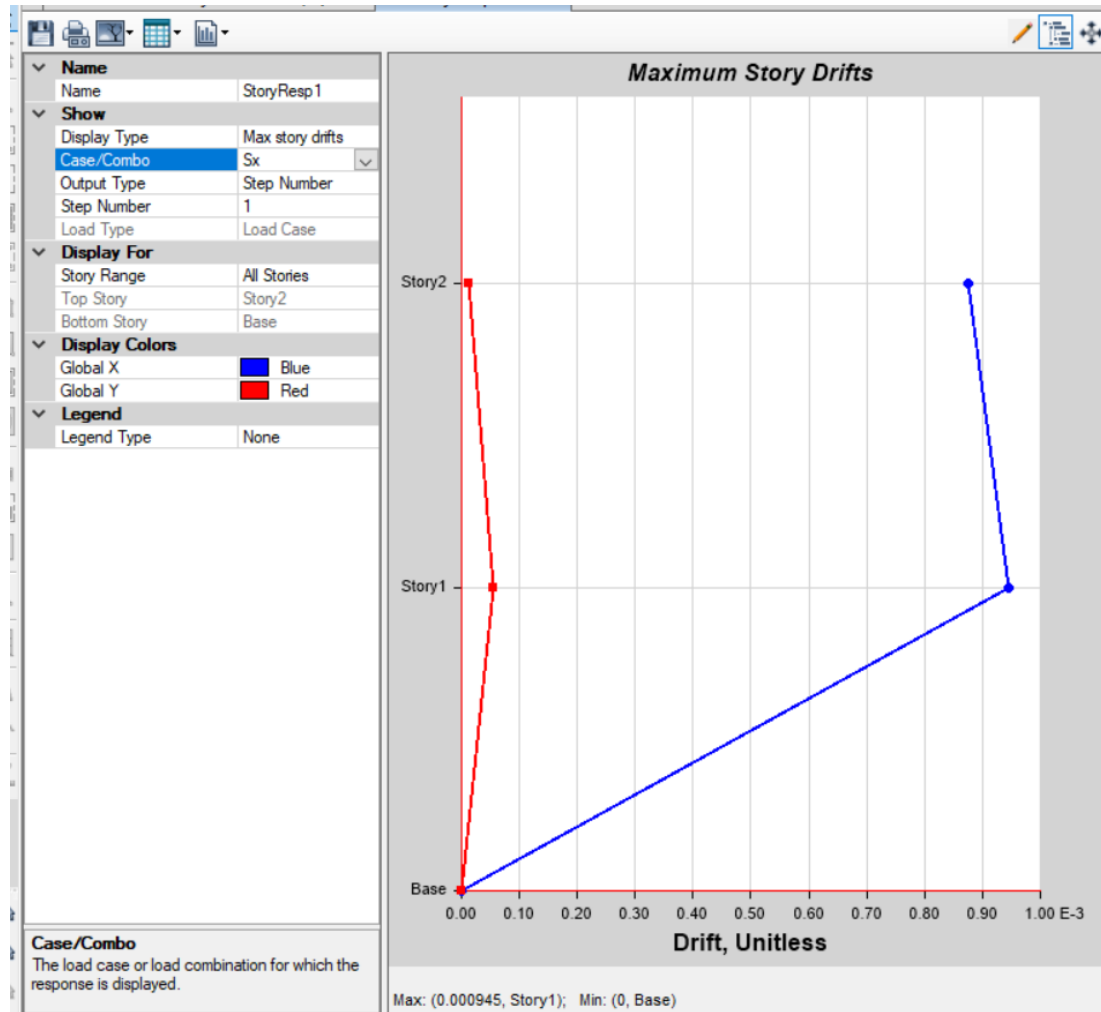
Figura 58 Espectro de Respuesta, (NEC 15).



Elaborado por: Autores

3.8.2 Análisis de Derivas

Figura 59 Derivas en sentido X



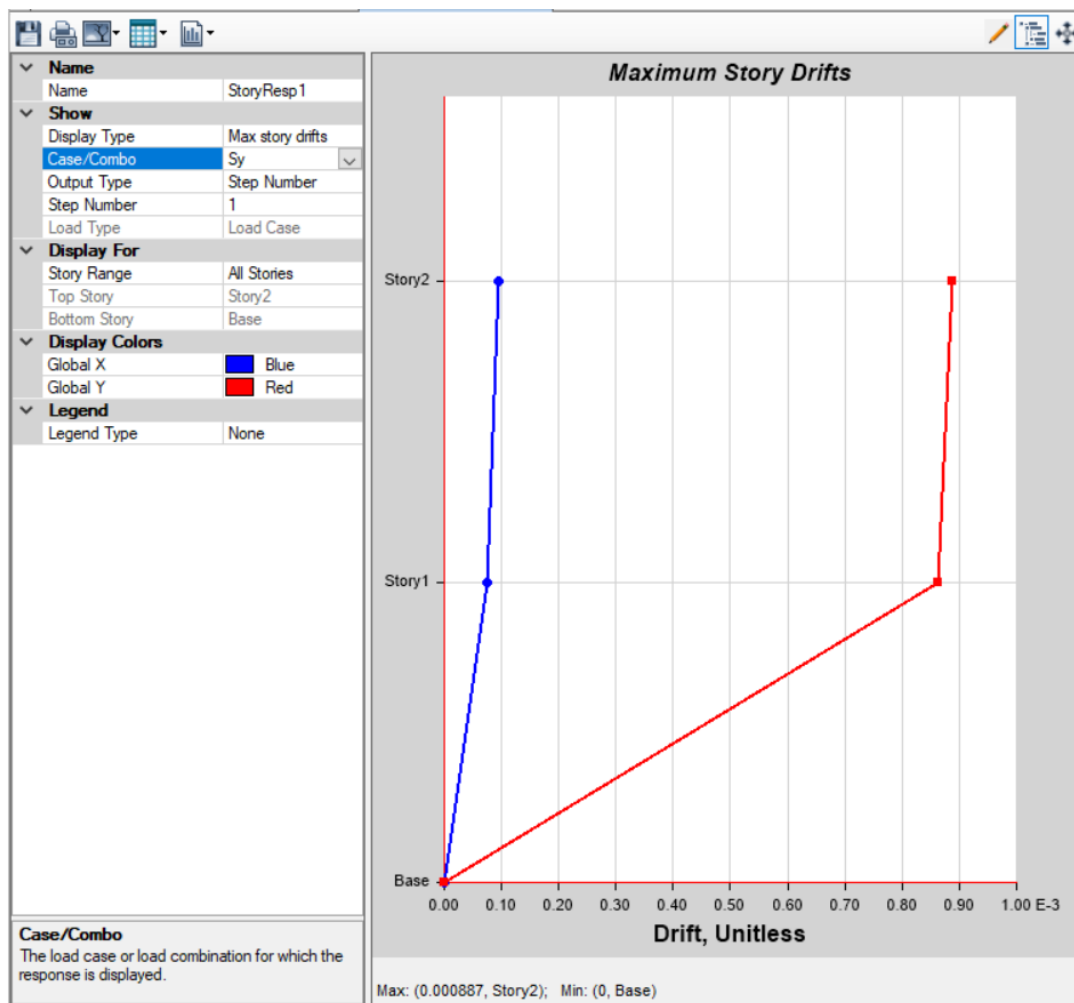
Elaborado por: Autores

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece un 2% mínimo para cumplir las derivas mínimas o máximas y se calcula de la siguiente forma:

$$\%Deriva = 0.000945 * 0.75 * R = 0.00039 * 0.75 * 8 = 0.00567 = 0.567\%$$

De acuerdo con la Norma, cumple con menos del 2% de deriva

Figura 60 Derivas en sentido Y



Elaborado por: Autores

Nota: La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece un 2% mínimo para cumplir las derivas mínimas o máximas y se calcula de la siguiente forma:

$$\%Deriva = 0.000887 * 0.75 * R = 0.000887 * 0.75 * 8 = 0.00532 = 0.532\%$$

De acuerdo a la Norma cumple con menos del 2% de deriva

Tabla 16 *Análisis sísmico de conformidad con la NEC 15*

Consideración	Factor	Valor
Valor de Factor Z en función de la zonificación Sísmica	Z	0,25
Relación de amplificación espectral	n	2,6
Coeficiente de amplificación se suelo en la zona de periodo Corto	Fa	1,4
Desplazamiento para diseño en Roca	Fd	1,45
Comportamiento no Lineal de los Suelos	Fs	1,06
Coeficiente que depende del tipo de edificios	Ct	0,06
Coeficiente α para el cálculo del periodo	α	0,9

Nota: Valores para el cálculo del Cortante Basal, tomado de la (NEC-SE-DS 2015).

Elaborado por: Autores

Periodo de vibración de la estructura:

$$Ta = Ct * (Hn) \alpha$$

$$Ta = 0,06 * (5,60) * 0,9$$

$$Ta = 0,20 \text{ s}$$

$$Tc = 0,55 * Fs * \frac{Fd}{Fa}$$

$$Tc = 0,55 * 1,06 * \frac{1,45}{1,4}$$

$$Tc = 0,600 \text{ s}$$

$$Tc > Ta$$

$$0,7746 \text{ s} > 0,229 \text{ s}$$

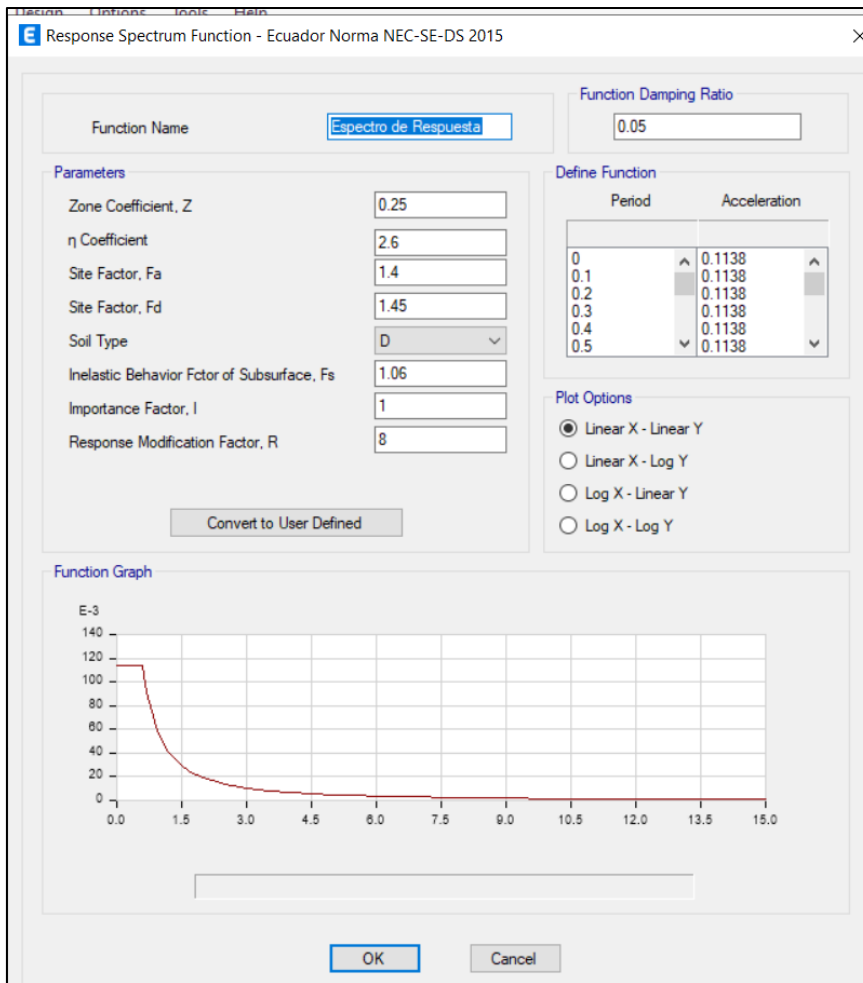
Por lo tanto:

$$Sa = n * Z * Fa$$

$$Sa = 2.6 * 0,25 * 1.4$$

$$Sa = 0.91$$

Figura 61 *Espectro de Respuesta, (NEC 15).*



Elaborado por: Autores

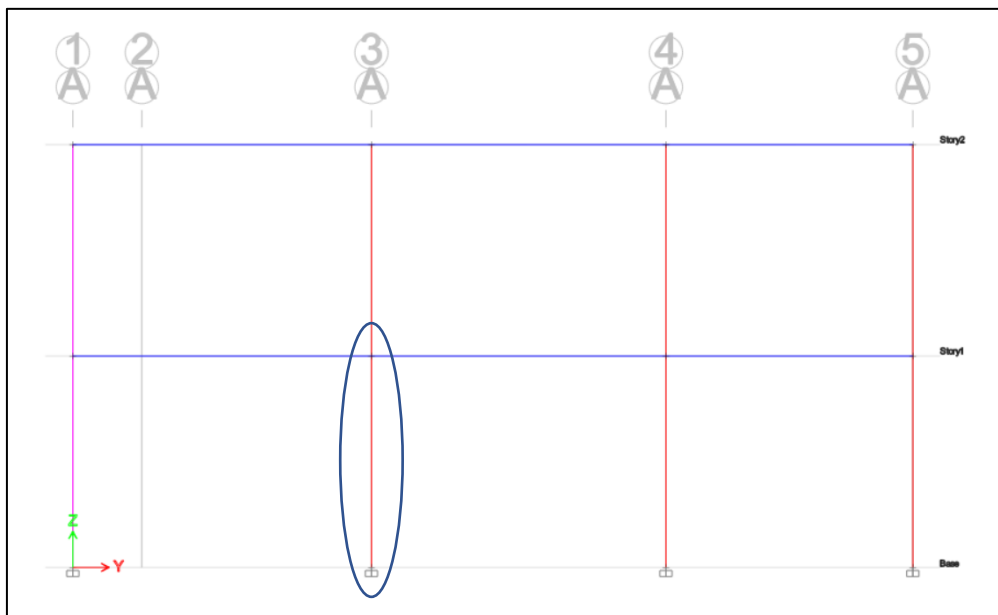
3.8.3 Diseño de Elementos.

El diseño estructural de los elementos se realiza siguiendo la filosofía de diseño sismorresistente, de acuerdo con la NEC-15. Según esta norma, los requisitos mínimos deben garantizar la prevención de daños estructurales graves y el control de daños no estructurales en caso de sismos moderados, así como evitar el colapso de la estructura en caso de sismos severos. Para cumplir con estos objetivos, la estructura debe ser capaz de resistir tanto cargas gravitacionales como fuerzas sísmicas, mantener las derivadas dentro de los límites permitidos y disipar energía mediante deformaciones inelásticas, adoptando un comportamiento dúctil.

3.8.3.1 Diseño de Columnas.

Se diseñará la columna del pórtico 3, sobre el eje A como se muestra en la figura.

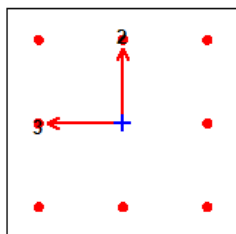
Figura 62. Diseño de columna en software



Elaborado por: Autores

La siguiente figura muestra los valores seleccionados por el programa de análisis estructural para el diseño del refuerzo principal de la columna.

Figura 63 Resumen de diseño de columna en ETABS según ACI 318-14



Elaborado por: Autores

Del análisis se obtienen los siguientes resultados:

$$P_u = 18550.74 \text{ kg.}$$

$$M_u2 = -3146.76 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_u3 = 449.67 \text{ ton}\cdot\text{m.}$$

Diseño a Flexo – Compresión

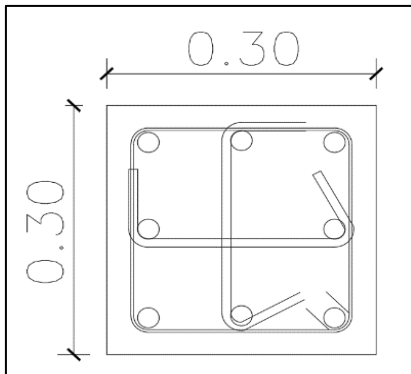
$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Rango de cuantía ρ entre el 1% y el 3%

Determinación del área de acero total A_{st} .

Figura 64 Detalle de armado de columna



Elaborado por: Autores

$$A_{st} = \rho \times b \times d$$

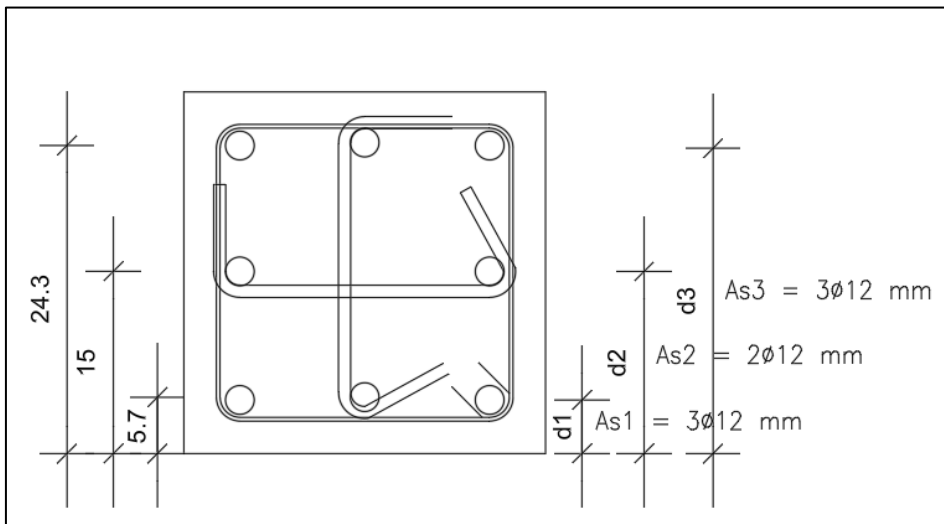
$$A_{st} = 0.01 \times 0.3 \times 0.3$$

$$A_{st} = 9 \text{ cm}^2$$

Se colocan 8 Ø 12 mm = 9.05 cm²

De la figura 57, obtenemos los siguientes valores:

Figura 65 Medidas del armado de columna



Elaborado por: Autores

$$d1 = 5.7 \text{ cm} \quad Ast = 3\phi 14 \text{ mm} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$d2 = 15 \text{ cm} \quad Ast = 2\phi 14 \text{ mm} = 3.06 \text{ cm}^2$$

$$d3 = 24.3 \text{ cm} \quad Ast = 3\phi 14 \text{ mm} = 4.62 \text{ cm}^2$$

Cálculo de centroide plástico Yp

$$Yp = \frac{(0.85 * f'c * Ag) * \left(\frac{d}{2}\right) + \sum As * fy * di}{(0.85 * f'c * Ag) + (Ast * fy)}$$

Yp

$$= \frac{(0.85 * 210 * (30 * 30)) * \left(\frac{30}{2}\right) + (5.7 * 4.61 + 15 * 3.06 + 24.3 * 4.62) * 4200}{(0.85 * 210 * (30 * 30)) + (12.31 * 4200)}$$

$$Yp = 15 \text{ cm}$$

Cálculo de ρ real en las columnas.

$$\rho = \frac{Astreal}{bh}$$

$$\rho = \frac{12.31 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} * 30 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.0137$$

Cálculo de qreal.

$$qreal = \rho_{real} * \frac{Fy}{f'c}$$

$$qreal = 0.0137 * \frac{4200}{210}$$

$$qreal = 0.273$$

Cálculo de la resistencia a la compresión pura de la columna.

$$Po = (f''c * (Ag - Ast) + (Fy * Ast))$$

$$Po = 142.8 \text{ Kg/cm}^2 * (900 \text{ cm}^2 - 12.31 \text{ cm}^2) + \left(4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 12.31 \text{ cm}^2\right)$$

$$Po = 178464.13 \text{ k}$$

Donde:

$$f''c = 0.85f * c$$

$$f * c = 0.80f'c$$

$$f * c = 0.80 * 210kg/cm^2$$

$$f * c = 168 kg/cm^2$$

$$f''c = 0.85 * 168 kg/cm^2$$

$$f''c = 142.8 kg/cm^2$$

Determinación de la resistencia de la columna.

$$\frac{d}{h} = 0.87$$

$$\frac{e}{h} = \frac{\frac{3146.76kg * m}{18550.74 kg}}{0.3 m}$$

$$\frac{e}{h} = 0.56 = 0.6$$

$$q_{real} = 0.273 = 0.3$$

Del diagrama de interacción obtenemos el valor de K

$$K = 0.2$$

$$Pu = K * b * h * f'c$$

$$Pu = 0.2 * 30 * 30 * 210$$

$$Pu = 37800 kg$$

$$Pn = 0.75 * 37800kg = 28350kg$$

$$Pn > Pu \quad \text{Cumple}$$

Por lo tanto, se adopta para el diseño la siguiente sección transversal.

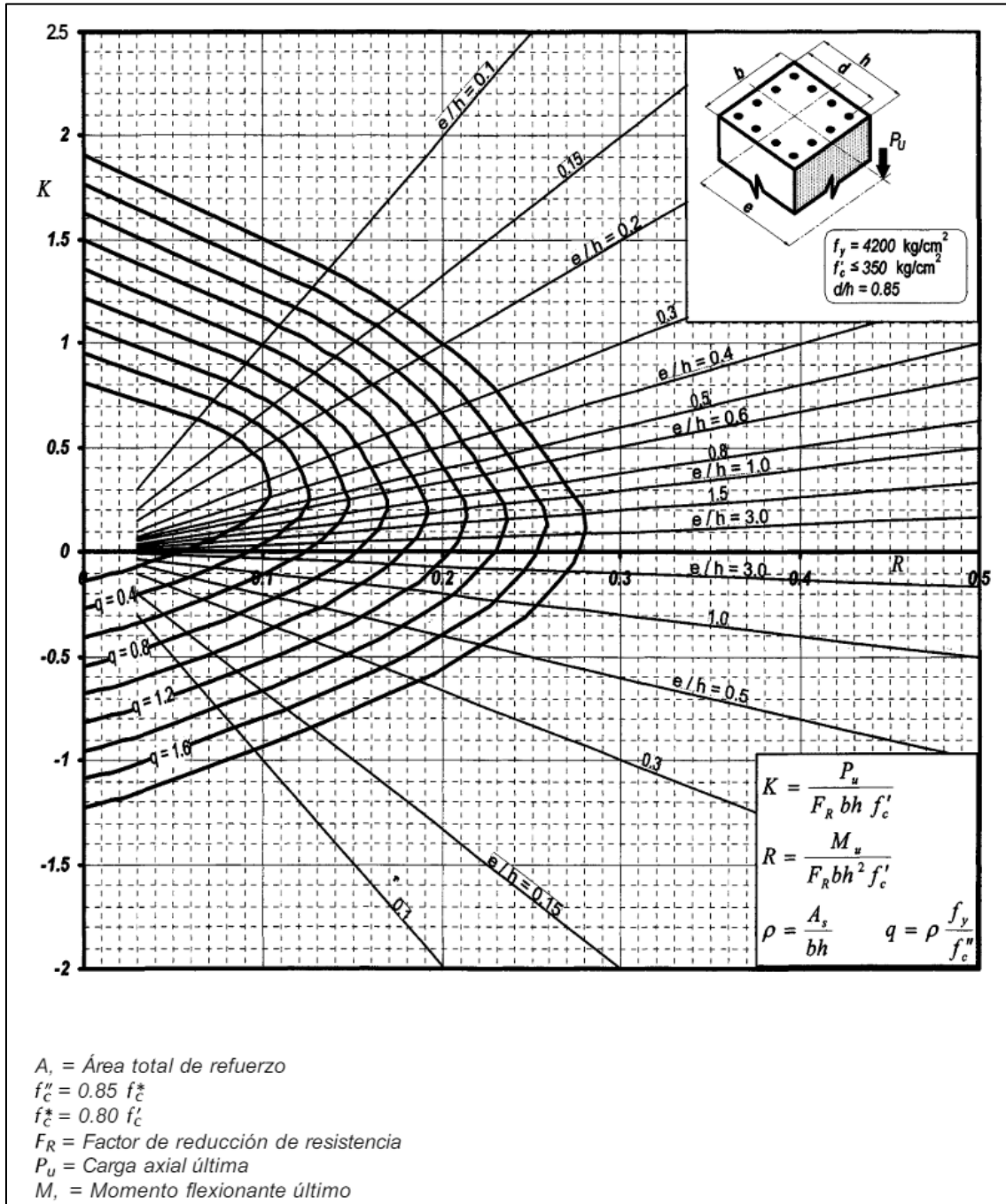
*Sección 30*30*

Acero Longitudinal $8\phi 14$ mm

Estribos $\phi 10$ cada 8 cm

2 vinchas de $\phi 10$ mm cada 8 cm

Figura 66 Diagrama de Interacción para Flexocompresión

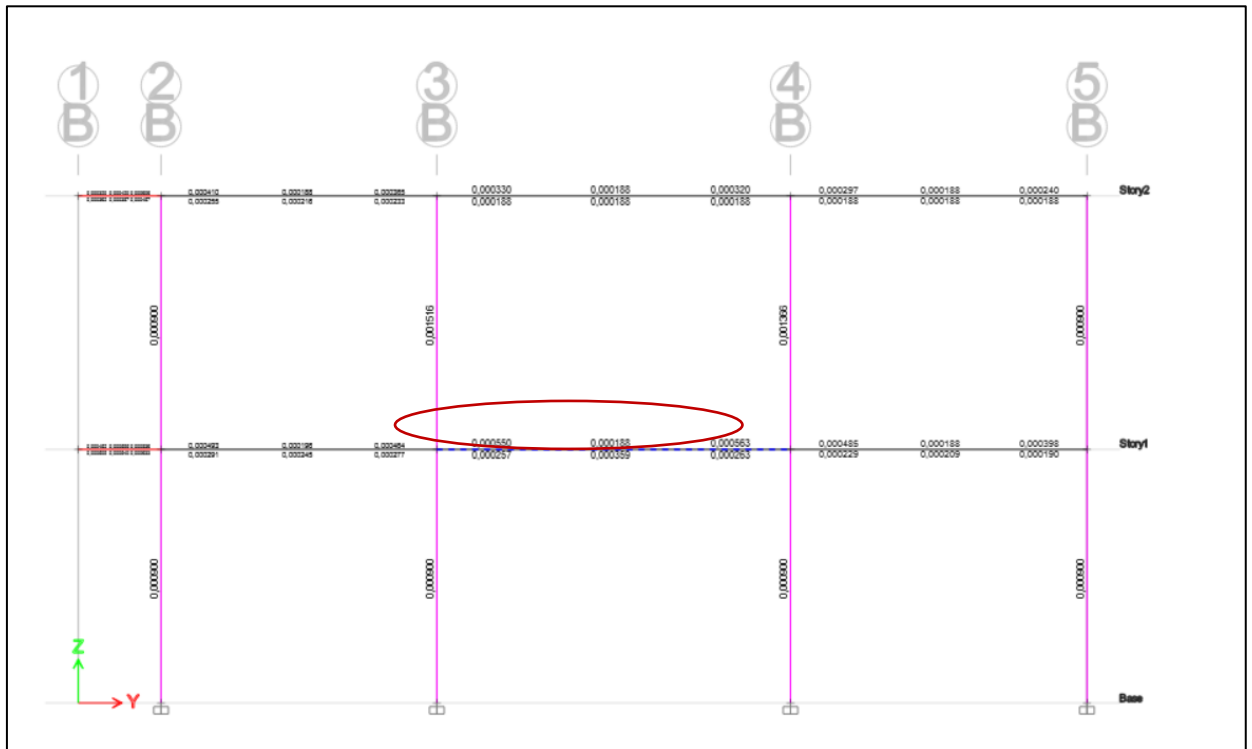


Fuente: (González Cuevas, 2005)

3.8.3.2 Diseño a flexión de viga

Para este caso se determina la cantidad de acero necesario para las vigas del pórtico eje B entre los ejes 3 y 4, mediante un programa de análisis estructural, el cual indica la cantidad de acero de refuerzo necesario en la parte superior e inferior del elemento:

Figura 67 Modelo de pórtico en ETABS



Elaborado por: Autores

Del análisis mediante el software se obtienen los siguientes resultados:

$$Mu = -4241.69 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Se utiliza la fórmula para el acero:

$$As = k * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 * Mu}{\phi * k * d * fy}\right)}\right)$$

$$k = \frac{0.85 * f'c * b * d}{fy}$$

$$k = \frac{0.85 * 210 * 0.25 * 0.22}{4200}$$

$$k = 2.337 \times 10^{-3} m^2$$

$$As = 2.337 \times 10^{-3} * (1 - \sqrt{1 - (\frac{2 * 4241.69}{0.9 * 2.337 \times 10^{-3} * 0.22 * 42000000})})$$

$$As = 0.000582 m^2$$

$$As = 5.82 cm^2$$

La cuantía de acero es:

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$

$$\rho = \frac{5.82}{25 * 22}$$

$$\rho = 0.001058$$

Requerimientos del acero

Para el cálculo de la cantidad de acero longitudinal mínimo a flexión, se usa lo especificado en la NEC-SE-HM, numeral 4.2.5

$$Asmin = \frac{1.4}{Fy} * b * d$$

$$Asmin = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * Fy} * b * d$$

Se considera la mayor de las dos opciones:

$$Asmin = \frac{1.4}{411.88} * 0.25 * 0.22$$

$$Asmin = 0.000187$$

$$Asmin = \frac{\sqrt{20.60}}{4 * 411.88} * 0.25 * 0.22$$

$$Asmin = 0.000151$$

$$Asmin = 1.87 cm^2$$

$$As > Asmin \quad \text{Cumple}$$

Seguidamente se calcula la cuantía máxima dependiendo de la zona sísmica y se comparará con la cuantía determinada

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{F_y} * \frac{0.003}{\frac{F_y}{E_s} + 0.003}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{20.60}{412.08} * \frac{0.003}{\frac{412.08}{200055.66} + 0.003}$$

$$E_s = 200055,6 \text{ MPa}$$

$$\rho_b = 0.0214$$

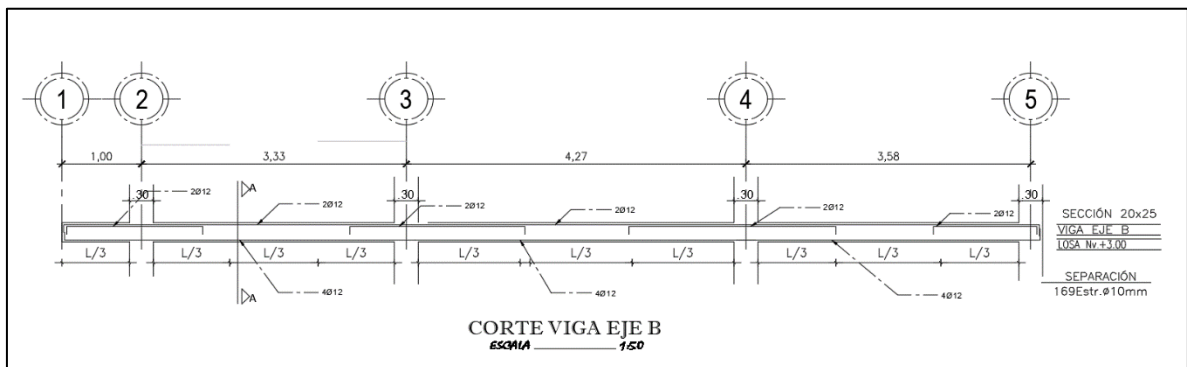
$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.5 * 0.0214$$

$$\rho_{max} = 0.0107$$

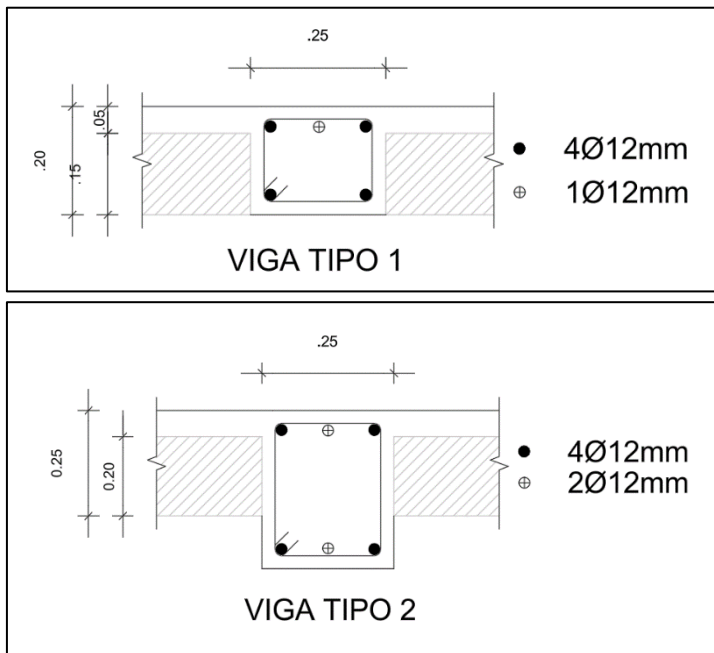
$$\rho < \rho_{max}, 0.00105 < 0.0107, \text{ Cumple.}$$

Figura 68 Corte viga Eje B



Elaborado por: Autores

Figura 69 Cortes de viga Tipo 1 y 2



Elaborado por: Autores

3.8.3.3 Diseño a corte de la viga

El valor del acero requerido se determina con la siguiente ecuación:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{\left(\frac{V_u}{\phi}\right) - V_c}{f_y * d}$$

Además, se deberán tomar en cuenta ciertas consideraciones que son impuestas por la NEC 15:

Φ Estribo: 10 mm

Φ Varilla longitudinal: 14 mm

Espaciamiento, “s”, de los estribos requeridos por la norma ACI 18.4.2.4, indicando:

- Por requerimiento el primer estribo no deberá estar a más de 50 mm respecto a la cara del miembro de apoyo.
- En estribos cerrados de confinamiento su espaciamento no deberá exceder el menor de:

$$S = \frac{d}{4}$$

$$S = 8 * \phi Varilla \text{ longitudinal}$$

$$S = 24 * \phi Estribo$$

$$S = 300 \text{ mm}$$

$$S = \frac{26}{4} = 6.5 \text{ cm}$$

$$S = 8 * 1.4 \text{ cm} = 11.2 \text{ cm}$$

$$S = 24 * 10 \text{ mm} = 24 \text{ cm}$$

Por lo tanto, en la viga el espaciamiento entre estribos será de $6.5 \text{ cm} = 7 \text{ cm}$.

Es fundamental diseñar los estribos considerando su capacidad, ya que, al calcular la viga con refuerzo longitudinal, los momentos en los extremos de la viga generan una doble curvatura, lo que da lugar a fuerzas de corte hiperestáticas. Para determinar este esfuerzo cortante, se debe seguir un procedimiento específico. Este proceso implica tomar en cuenta los momentos generados por la flexión en las proximidades de los extremos de la viga, los cuales se combinan con la acción de corte para dar lugar a un esfuerzo cortante adicional que debe ser soportado por los estribos. El corte mencionado se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$V_p = \left(\frac{M_{i-} + M_{j+}}{L}; \frac{M_{i+} + M_{j-}}{L} \right)$$

Donde:

- $M_{i-} + M_{j-}$: Momentos resistentes negativos inicial y final
- $M_{i++} + M_{j+}$: Momentos resistentes positivos inicial y final
- V_p : Corte probable.
- L : luz libre de la viga

Por lo tanto

$$V_u = V_u \text{ hiperestático} + V_u \text{ isostático}$$

Si $V_p \geq 0.50 V_u$ entonces $V_c = 0$

Con el fin de encontrar los resultados de momentos en los extremos de las vigas se usa la ecuación:

$$M_u = A_s * \alpha * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_p = 1.25 * A_s * f_y * \frac{\left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02 * 10^6}$$

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

Siendo $\alpha=1.25$

Obteniendo los resultados a continuación:

$$V_u = 8.881 \text{ ton}$$

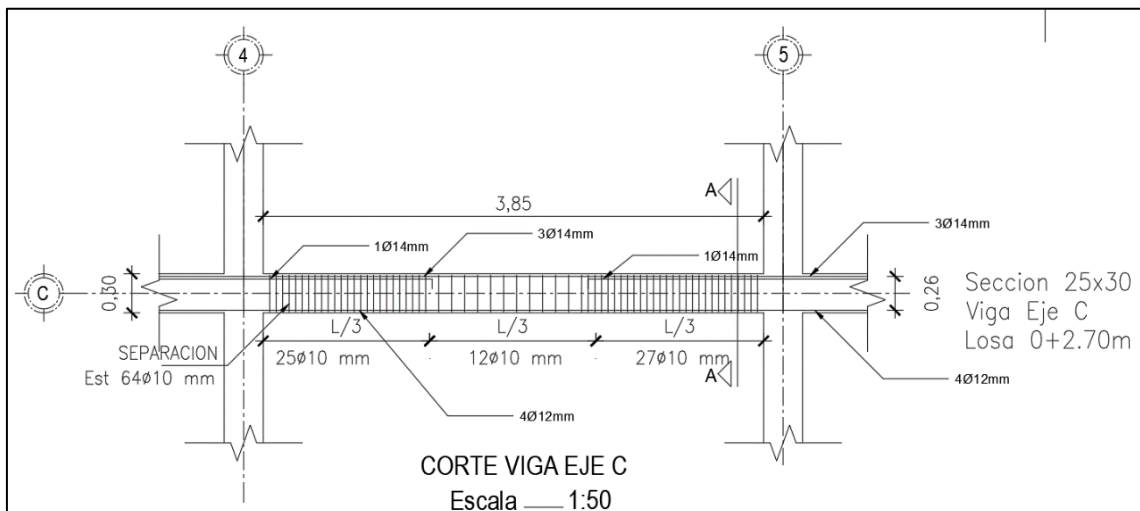
$$\phi V_c = 5.415 \text{ ton}$$

$$\phi V_s = 3.466 \text{ ton}$$

$$V_p = 3.116 \text{ ton}$$

$$\frac{Av}{s} = 4.38 \text{ cm}^2$$

Figura 70 Corte de viga con mayores solicitaciones eje C



Elaborado por: Autores

3.8.3.4 Diseño de cimentaciones

Se realizará el diseño de la cimentación aislada cuadrada la cual soportará la columna C4. Las cargas actuantes se han obtenido resultado del análisis estructural mediante software las mismas que serian las reacciones.

$$Cargas P_{cm} = 4.47 t$$

$$M_{ycm} = 0.1768 t.m$$

$$P_{cv} = 0.47 t$$

$$M_{ycv} = 0.1145 t.m$$

Capacidad del suelo

$$q_a = 15 \frac{t}{m^2} = 0,149 Mpa \text{ Valor Referencial.}$$

$$q_{psuelo} = 1.00 m * 1.80 t/m^3 = 1.80 t/m^2$$

$$q_{peso zapata} = 0.30 m * 2.40 t/m^3 = 0.72 t/m^2$$

$$q_{neta} = 15 - 1.80 - 0.72 = 12.48 t/m^2 = 0,124 Mpa$$

Columna 30 x 30 centímetros

Área de cimentación

Debido al tipo de estructura usada se usará únicamente carga vertical y se despreciarán los momentos debido a la ínfima magnitud de estos.

$$A = \frac{P_{servicio vertical}}{q_a}$$

$$A = \frac{48.34 KN}{124 \frac{KN}{m^2}}$$

$$A = 0.40 m^2$$

Dimensión de la zapata.

$$B = L = \sqrt{0.40} = 0.63 m$$

Debido a que la zapata debe soportar los esfuerzos por cortante y evitar producir punzonamiento del suelo se asumirá una zapata de 1.10 m x 1.10 m que se considera un área de zapata que transmitirá de manera uniforme y eficiente las cargas de la estructura al suelo.

Se adopta $B = 1.10 \text{ m}$

Revisión de Refuerzos

Carga Vertical

Por tratarse de carga vertical solamente, se tendrá una distribución uniforme de esfuerzos en el suelo.

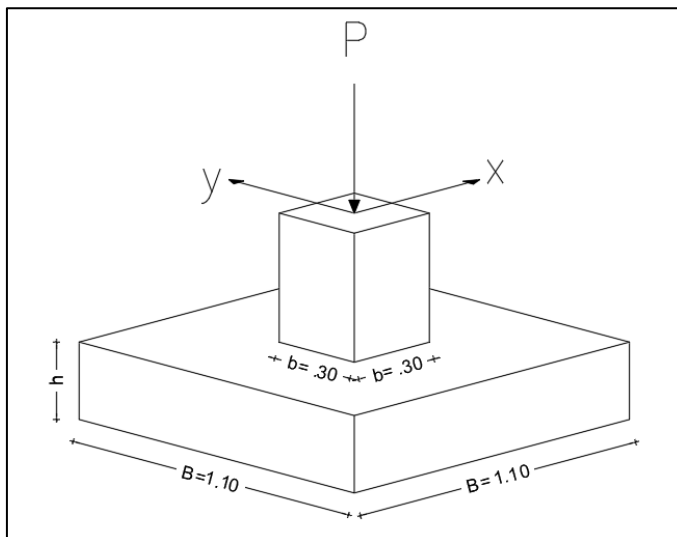
$$q_{s1-2} = \frac{P}{A}$$

$$q_{s1-2} = \frac{48.34 \text{ kN}}{(1.10 \text{ m})^2} \cdot 10^{-3}$$

$$q_{s1-2} = 0.040 \text{ Mpa} < q_{\text{neta}} = 0.124 \text{ Mpa}$$

El esfuerzo en el suelo es menor que el esfuerzo admisible.

Figura 71 *Aplicación de la carga sobre zapata*



Elaborado por: Autores

Cargas últimas.

$$P_{cm} = 4.47 \text{ t} = 43.83 \text{ kN}$$

$$P_{cv} = 0.47 t = 4.60 \text{ kN}$$

$$P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 * 43.83 + 1.6 * 4.60 = 59.95 \text{ KN}$$

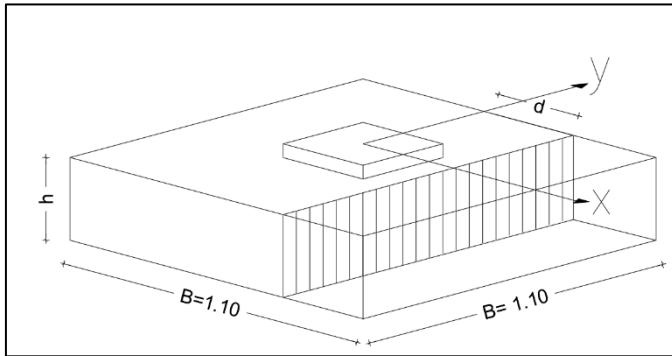
$$q_{su1,2} = \frac{P_u}{B^2}$$

$$q_{su1,2} = \frac{59.95 \text{ KN}}{(1.10^2) \text{ m}} \times 10^{-3} = 0.049 \text{ Mpa}$$

$$q_{su1,2} = 0.049 \text{ Mpa}$$

Corte Unidireccional

Figura 72. Corte de zapata



Elaborado por: Autores

Debido a que se considera una sección crítica ubicada a una distancia “d”, medida desde la cara de la columna, se debe cumplir la siguiente condición:

$$v_{cu} > v_{uu}$$

V_{cu}: Esfuerzo unidireccional que resiste el hormigón

V_{uu}: Esfuerzo unidireccional último

$$f'_c = 20.06 \text{ Mpa}$$

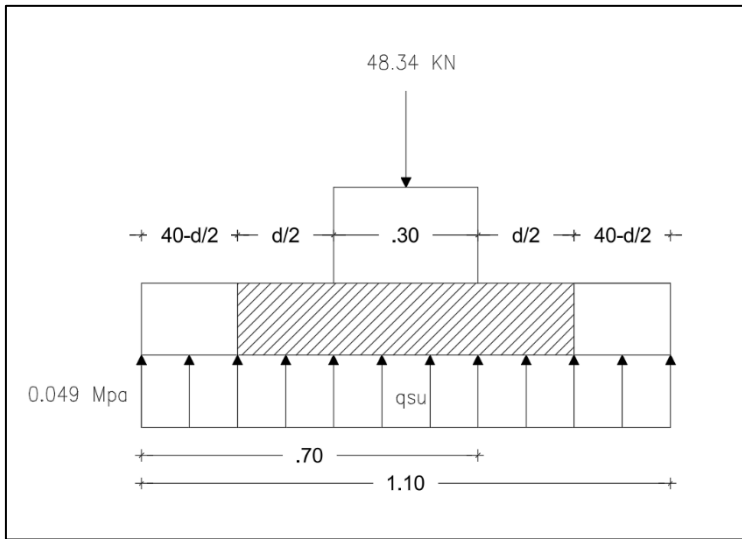
$$v_{cu} = 0.17 \sqrt{f'_c}$$

$$v_{cu} = 0.17 \sqrt{20.06}$$

$$v_{cu} = 0.772 \text{ Mpa}$$

$$v_{cu} = \frac{V_{uu}}{\phi * A_u} (1)$$

Figura 74 Aplicación de carga en condiciones últimas



Elaborado por: Autores

Esfuerzo bidireccional último.

$$vub = \frac{Vub}{\phi * Ab}$$

$$Vub = 48.34 \text{ KN} - 0.049 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * (d + 0.3)(d + 0.3) * 10^3$$

$$vub = 0.33\sqrt{f'c}$$

$$vub = 0.33\sqrt{(20.66)}$$

$$vub = 1.50 \text{ Mpa}$$

Reemplazando en la ecuación.

$$1.50 * 10^3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = \frac{48.34 \text{ KN} - 0.049 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * (d + 0.3)(d + 0.3) * 10^3}{0.75 * (0.3 + d)(0.3 + d) * 1.10}$$

$$d = 0.031 \text{ m}$$

En cálculo del valor H se toma en consideración el valor de recubrimiento mínimo para la cimentación establecida en el ACI 20.6.1.3.1, el cual será de 7.5 cm.

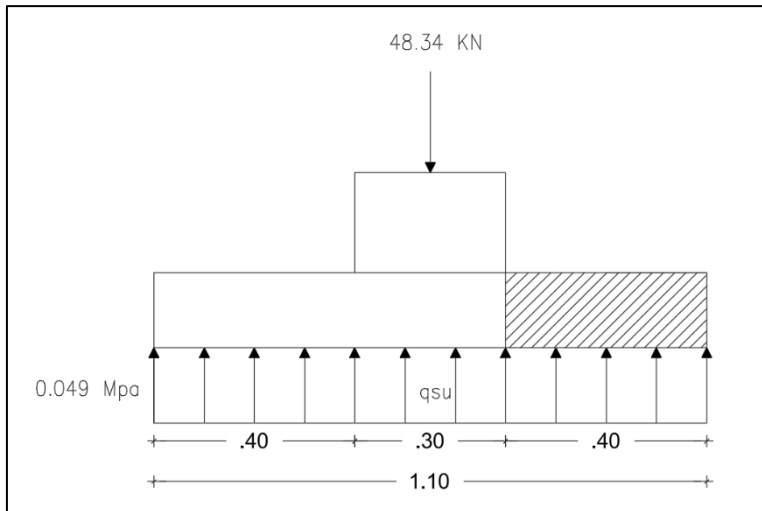
Sin embargo, además de deberá denotar que; se considerará una altura mínima sobre las varillas de acero de 15 cm, sumado al valor de recubrimiento, entonces:

$$h = 0.15 \text{ m} + 0.0752 \text{ m} = 0.225 \text{ m}$$

se usará $h = 0.25 \text{ m}$

Diseño acero de refuerzo

Figura 75 Diagrama de zapata para diseño de refuerzos



Elaborado por: Autores

$$Mu = \frac{0.049 \frac{KN}{m^2} * (0.4 \text{ m})^2 * 10^3}{2}$$

$$Mu = 7.84 \text{ KN} * \text{m}$$

Acero de refuerzo

$$\text{Acero mínimo } Amín = 0.0018 b * h$$

b: Ancho de la zapata

h: Altura o espesor de la zapata

El acero mínimo calculado por metro de zapata es:

$$Amín = 0.0018 * 110 \text{ cm} * 25 \text{ cm}$$

$$Amín = 4.95 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$As = k * (1 - \sqrt{1 - (\frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2})})$$

$$k = \frac{0.85 * f'c * b * d}{fy}$$

$$k = \frac{0.85 * 20.06 * 1.10 * 0.175}{412.08}$$

$$k = 8.18 \times 10^{-3} m^2$$

$$As = 8.18 \times 10^{-3} * (1 - \sqrt{1 - (\frac{2 * 7.84}{0.85 * 0.9 * 20.06 * 10^3 * 1.10 * (0.175)^2})})$$

$$As = 0.000184 m^2$$

$$As = 1.84 cm^2$$

Se concluye que el acero calculado es menor que el acero mínimo.

Acero colocado $As = 6 \phi 12mm = 6.78 cm^2 /m$

$As = 1 \phi 12mm @ 16 cm$

Se deberá constatar la longitud de desarrollo con el fin de confirmar el requerimiento de realizar el doblado del acero en tipo C, como se observa a continuación:

Figura 76 *Detalle de armado de zapata*

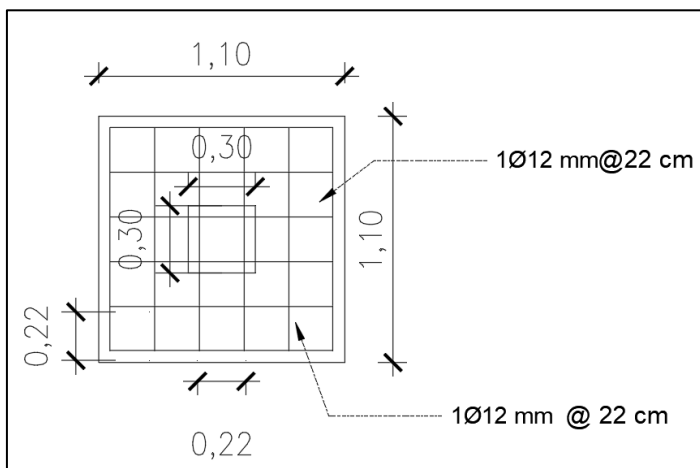
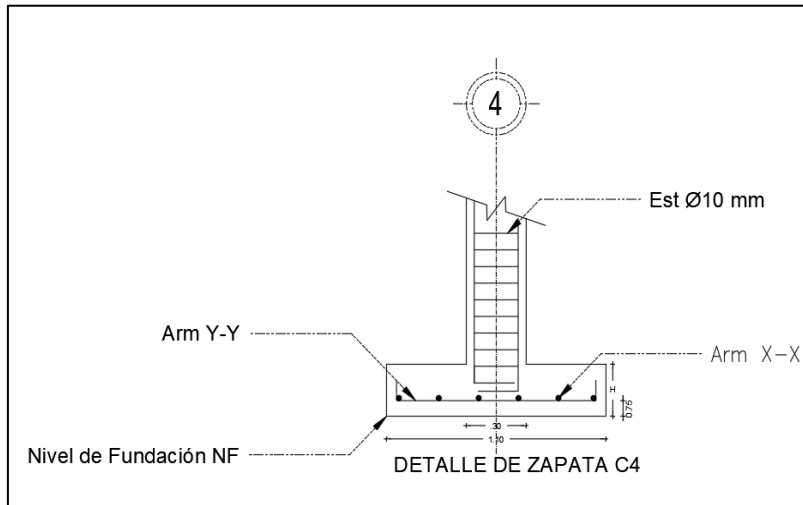


Figura 77 *Detalle de armado de zapata*



Elaborado por: Autores

Longitud de desarrollo a tracción.

$$l_d = \frac{f_y * \psi_t * \psi_e * \psi}{1.4\sqrt{f'_c}} * db$$

ψ_t : 1 Otros casos

ψ_e : 1.0 Para barras sin recubrimiento

λ : 1 Concreto de peso normal

Reemplazando:

$$l_d = \frac{412.08 * 1 * 1 * 1}{1.4\sqrt{20.06}} * db$$

$$l_d = 64.85 * db$$

$$l_d = 64.84 * 0.012 \text{ m}$$

$$l_d = 0.78 \text{ m}$$

La longitud de cada varilla colocada es de 0.95 m, lo que se obtiene al restar el valor del recubrimiento en ambos extremos (0.15 m) de los 1.10 metros de longitud total. Esto deja una longitud embebida de 0.40 metros en el concreto. Esta longitud embebida es crucial para asegurar que el refuerzo logre desarrollar la capacidad de tracción necesaria. Debido a esto, es necesario colocar una pata en el refuerzo para

garantizar que el esfuerzo de tracción se desarrolle adecuadamente y que el refuerzo esté completamente anclado en la estructura.

Debido a la necesidad de asegurar una adecuada longitud embebida del refuerzo y su desarrollo, se debe incrementar la altura de la zapata a 0.35 metros.

Comprobación del aplastamiento

A1 (Área cargada):

*Área de la columna (0.30 m * 0.30 m)*

$$A1 : 0.09 \text{ m}^2$$

A2 (Área de soporte):

*Área de la zapata (1.10 m * 1.10 m)*

$$A2 : 1.21 \text{ m}^2$$

$$\left(\sqrt{\left(\frac{A2}{A1} \right)} \right) = \sqrt{\left(\frac{1.21}{0.09} \right)}$$

$$\left(\sqrt{\left(\frac{A2}{A1} \right)} \right) = 13.44 \leq 2 \quad \text{se asume el valor maximo de 2}$$

Para encontrar el valor de la resistencia al aplastamiento de una zapata usualmente se usa: $0.85\phi f'_c$

*La resistencia al aplastamiento en la zapata es $0.85 * f'_c * \phi * \sqrt{A2/A1}$*

ϕ : 0.65 para columnas estribadas

ϕ : 0.70 para columnas zunchadas

Reemplazando

$$\text{En columna } 0.85 * 0.65 * 20.60 \text{ MPa} = 11.38 \text{ MPa}$$

$$\text{En zapata } 0.85 * 20.60 \text{ Mpa} * 0.65 * 2 = 22.76 \text{ MPa}$$

Se concluye que no existirá este tipo de falla debido a que la resistencia de aplastamiento de la zapata es mayor al aplastamiento del elemento columna.

Tabla 17 Resumen de diseño y comprobación de hormigón

RESUMEN DE DISEÑO Y COMPROBACION DE NORMAS ACI 318-19					
ITEM	ELEMENTO	DISEÑO	REQUISITO	RESULTADOS	OBSERVACION
1	COLUMNA	FLEXIO COMPRESION	$P_n > P_u$	28350 kg > 18550 kg	CUMPLE
2	VIGA	FLEXION	$A_{smin} = \frac{1.4}{F_y} * b * d$ $A_{smin} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * F_y} * b * d$	5,82 cm ² > 1,87 cm ²	CUMPLE
		CORTE	$\frac{A_v}{s} = \frac{\left(\frac{V_u}{\phi}\right) - V_c}{f_y * d}$ $\phi V_n \geq V_u$	7488,27 kg > 6436,71 kg	CUMPLE
3	ZAPATA	CARGA VERTICAL	$q_{s1} - 2 \leq q_{neta}$	0,118 Mpa < 0,124 Mpa	CUMPLE
4	ZAPATA	APLASTAMIENTO	$0.85 \phi f'_c < 0.85 f'_c \phi \sqrt{\left(\frac{A_1}{A_2}\right)}$	11,38 Mpa < 41,66 Mpa	CUMPLE

Elaborado por: Autores

3.9 Diseño en Caña Guadua

3.9.1 Análisis y Planteamiento de la estructura

Debido al imperativo académico se simplifica el modelo con los mismos módulos establecidos en hormigón armado, de tal manera la geometría y simetría del mismo es adecuada, como se aprecia en los cálculos (3.8.1 Diseño en software HA). Adoptamos la propuesta de sistema constructivo mixto (poste-viga), estos conformados por culmos de Guadua, también aportara arrostroamiento que aporten rigidez sea el caso.

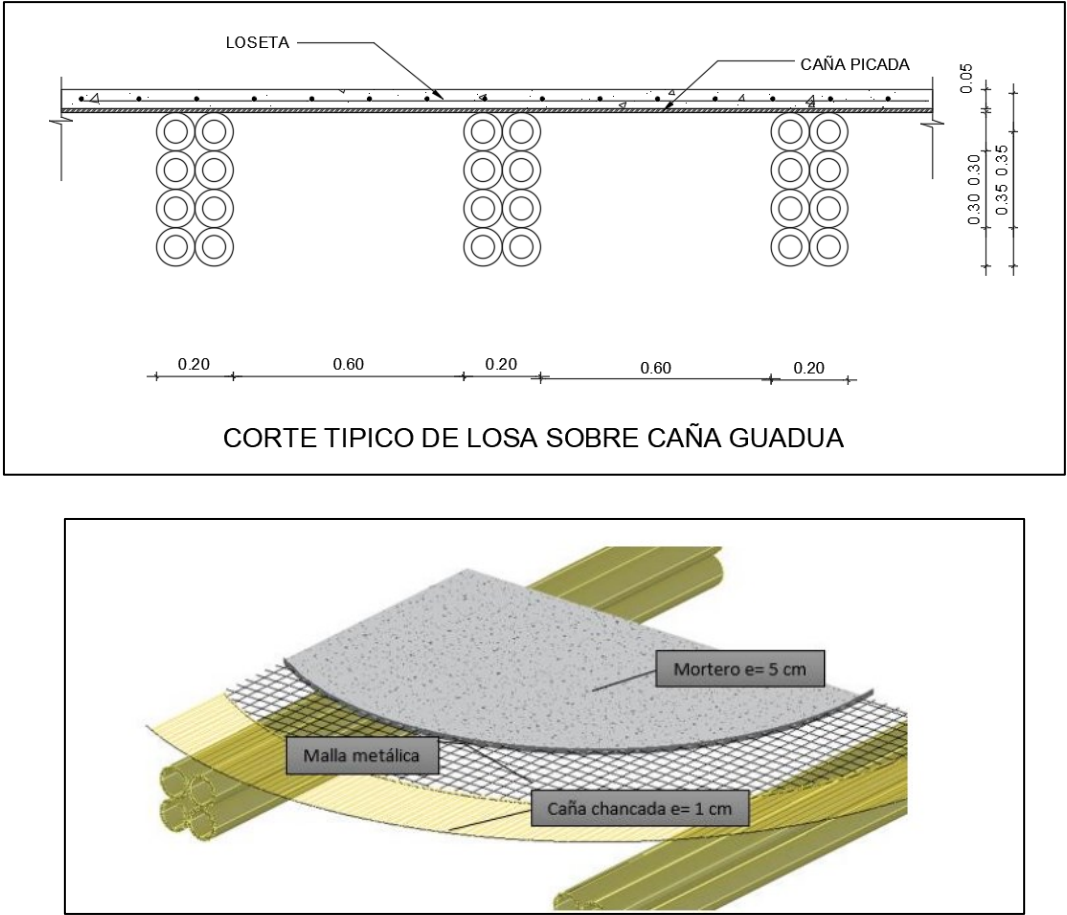
Las columnas conformadas por culmos Guadua, estos tienen condiciones óptimas y continuidad bajo la normativa NEC.

3.9.2 Análisis de cargas.

Para la estructura con caña guadua se plantea la construcción de un entre piso conformado por una loseta de 5cm de hormigón con malla metálica, sobre una capa de caña guadua picada, entrepiso debe ser liviano para no sobrecargar la estructura de caña

guadua, esta loseta esta soportada por vigas de caña guadua conformada por un grupo de culmos en función a lo establecido por la NEC.

Figura 78 Detalle de entrepiso de caña guadua.



Elaborado por: Autores

Tabla 18 Cargas de Entrepiso de Caña Guadua

CARGA DE ENTRE PISO DE CAÑA GUADUA			
Descripción	Peso específico en kg/cm2	Espesor (cm)	Carga Total
Caña Guadua (kg/cm3)	0,0007	1	0,0007
Malla Electro Soldada (R-64 Novacero) kg/cm2			0,00011
Loseta de hormigón (Kg/cm3)	0,0022	5	0,0110
PESO DE ENTREPISO (Kg/cm2)			0,01181

Elaborado por: Autores

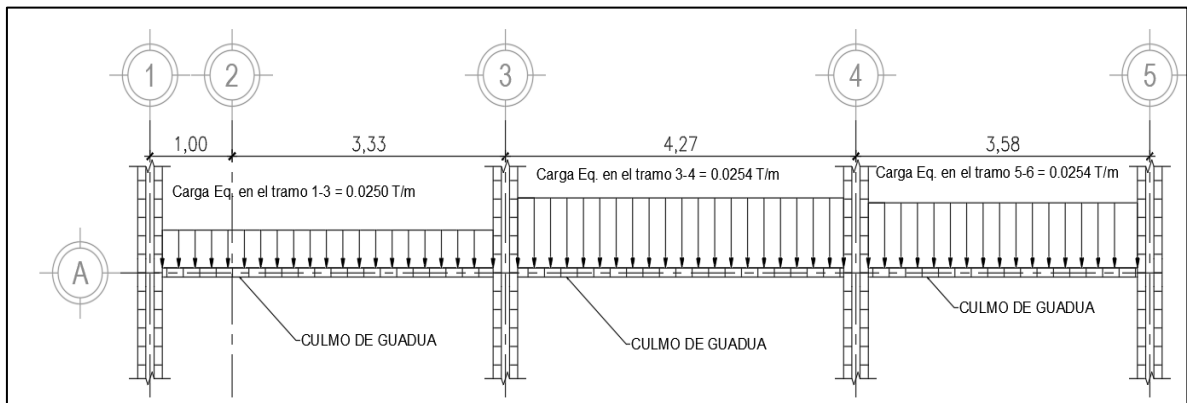
La carga variable considerada es de 0.02 Kg/cm², correspondiente a vivienda como se muestra en la Tabla de la NEC-SE-CG-Cargas-No-Sísmicas.

3.9.3 Diseño de Elementos

Los elementos estructurales para el análisis de la estructura con caña guadua se presentan y diseñan en función a la NEC-SE-GUADUA.

3.9.3.1 Vigas de caña guadua.

Figura 79 Distribución de carga sobre culmo de caña guadua



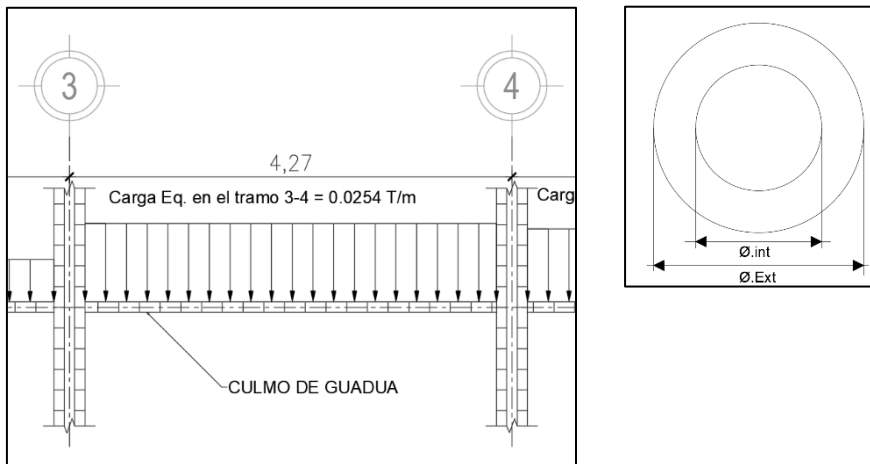
Elaborado por: Autores

Tabla 19 Sección Transversal Culmo

Sección transversal Culmo		
φ Exterior	10 cm	100 mm
φ Interior	6 cm	60 mm
Espesor (t)	2 cm	20 mm
Radio (r)	5 cm	50 mm

Elaborado por: Autores

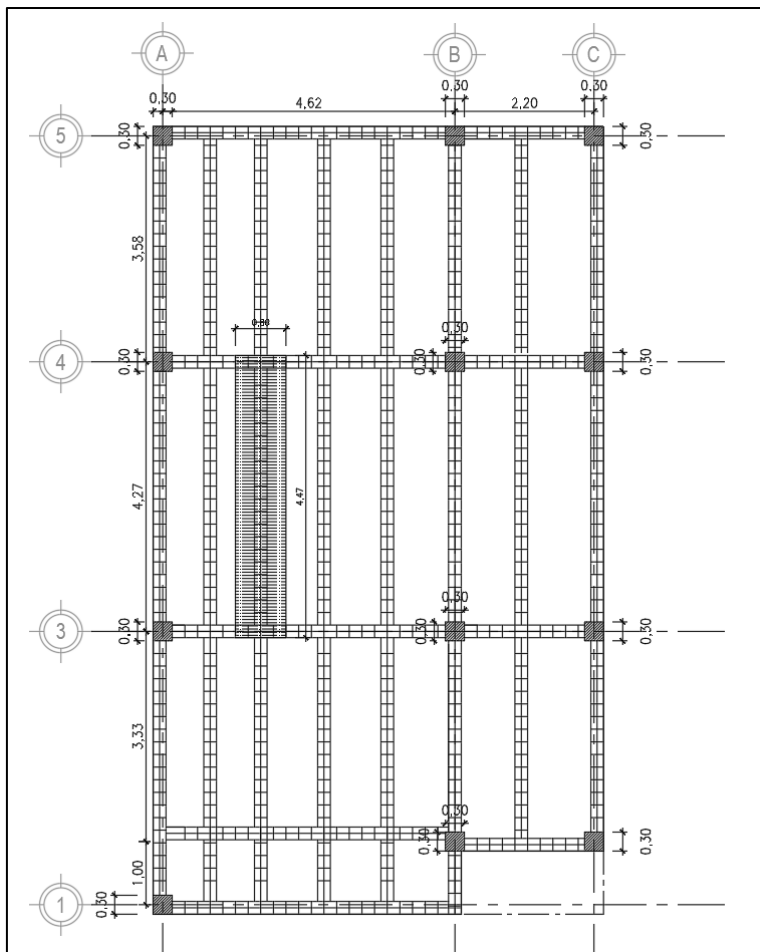
Figura 80 Distribución de carga equivalente y sección de culmo



Elaborado por: Autores

La carga que se transmitirá para las vigas y viguetas conformadas por culmos tendrán un ancho de 80 cm como se muestra en la figura.

Figura 81 Vigas y Viguetas (Culmos)



Elaborado por: Autores

Combinaciones de carga

Una estructura en GaK debe ser diseñada y construida considerando los siguientes requisitos:

a) Todos los elementos de GaK de una estructura deben ser diseñados, contruidos y empalmados para resistir los esfuerzos producidos por las combinaciones de las cargas de servicio consignadas en los capítulos de la NEC y estipuladas en la Tabla 20.

Tabla 20 *Combinaciones de cargas para el diseño*

1	D
2	D + L
3	D + 0.75 L + 0.525 Ex
4	D + 0.75 L - 0.525 Ex
5	D + 0.75 L + 0.525 Ey
6	D + 0.75 L - 0.525 Ey
7	D + 0.7 Ex
8	D - 0.7 Ex
9	D + 0.7 Ey
10	D - 0.7 Ey
11	D + 0.75 L + 0.525 EQx
12	D + 0.75 L - 0.525 EQx
13	D + 0.75 L + 0.525 EQy
14	D + 0.75 L - 0.525 EQy
15	D + 0.7 EQx
16	D - 0.7 EQx
17	D + 0.7 EQy
18	D - 0.7 EQy

Fuente: (MIDUVI, 2015)

Donde:

D = Carga muerta

L = Carga viva

Ex = Carga estática de sismo en sentido X

Ey = Carga estática de sismo en sentido Y

EQx = Carga del espectro de aceleraciones en sentido X

EQy = Carga del espectro de aceleraciones en sentido Y

3.9.3.2 Determinación del porcentaje de conicidad.

Para el diseño la caña guadua se utilizará para columnas vigas, entrepisos y otros para cada uno de estos elementos la caña guadua debe cumplir una serie de condiciones para ser aptas para su utilización.

Para determinación del porcentaje de conicidad se establece a través de la ecuación:

$$\%conicidad = \frac{\Phi Ext - \Phi Int}{ln} * 100$$

$$\%conicidad = \frac{100\text{ mm} - 60\text{ mm}}{4270\text{ mm}} * 100$$

$$\%conicidad = 0.94\% \text{ por encima de Sobre Basa.}$$

3.9.3.3 Determinación de la Inercia en sección transversal de caña guadua.

$$I = \left(\frac{\pi * \Phi Ext^4}{64} - \frac{\pi * \Phi Int^4}{64} \right)$$

$$I = \left(\frac{\pi * 100\text{ mm}^4}{64} - \frac{\pi * 60\text{ mm}^4}{64} \right)$$

$$I = 4272566\text{ mm}^4$$

3.9.3.4 Determinación de Deflexiones admisibles.

Se calculan los elementos a deflexión con las formular de teoría elástica tradicional, para el cálculo de las deflexiones en vigas se utilizará la siguiente tabla.

Tabla 21 Condiciones de Carga (Deflexión)

CONDICIÓN DE CARGA	DEFLEXIÓN
Carga concentrada en el centro de la longitud.	$\Delta = \frac{P L^3}{48EI}$
Carga uniformemente distribuida	$\Delta = \frac{5q L^4}{384EI}$

Fuente: (MIDUVI, 2015)

$$\Delta = \frac{5qL^4}{384EI}$$

Donde:

q: Carga equivalente sobre la viga.

L: Luz de la vida en análisis.

E: Modulo de Electricidad de la caña guadua. (Para análisis de elementos estructurales se debe utilizar E0,5 como módulo de elasticidad de los materiales, NEC-SE-CG. Tabla 6)

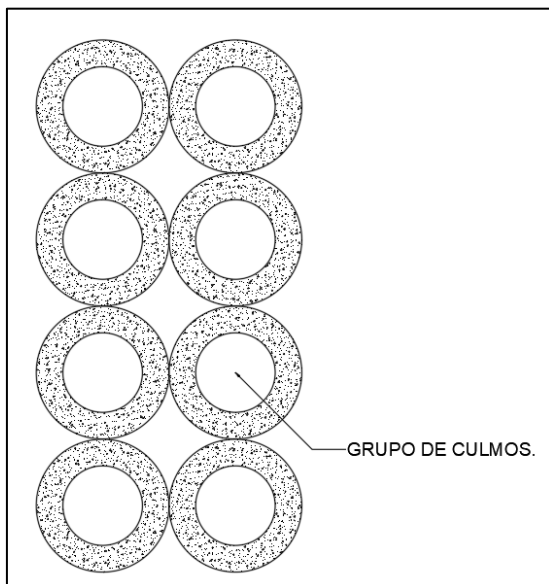
I: Inercia de la sección transversal de la caña guadua.

$$\Delta = \frac{5(2.54 \frac{kg}{cm} * (447 cm)^4}{384 * \left(218819.789 \frac{kg}{cm^2}\right) * 2563.54 cm^4}$$
$$\Delta=2.35cm$$

La deformación es este caso es mucho mayor que el límite establecido en la tabla 11 de la NEC-SE-CG, debido a que para fines comparativos las cargas tanto en la estructura con hormigón armado, se aplicaran en a la estructura con caña guadua, por lo cual se propone culmos unidos para el aumento de la inercia.

Se propone 8 culmos unidos y la inercia se determinará a través de del teorema de Steiner.

Figura 82 *Sección transversal para la viga en caña guadua.*



Elaborado por: Autores

Inercia del grupo de culmos = 3418,052807 cm⁴

$$\Delta = \frac{5(2.54 \frac{kg}{cm} * (447 cm)^4}{384 * \left(218819.789 \frac{kg}{cm^2}\right) * 3418.052 cm^4}$$

$$\Delta = 1.76 cm$$

En la tabla 11 de la NEC-SE-CG se establece el límite de las deflexiones para entrepisos.

$$\Delta = 447 cm / 240$$

$$\Delta = 1.86 cm > 1.76 Cumple$$

La deflexión admisible es de 1.78 cm para entrepiso para cargas totales. Para el análisis estructural en el software se asumirá la sección de 6 culmos de caña guadua.

Tabla 22 Valores admisibles para deflexiones NEC-SE-CG

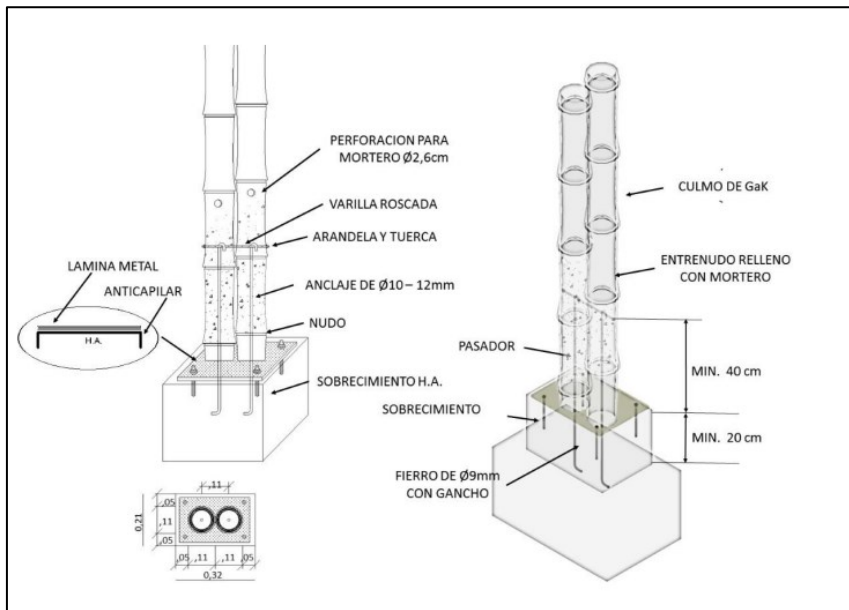
Condición de servicio	Cargas vivas (L/k)	Viento o Granizo (L/k)	Cargas totales (I/k)
Elementos de Techo / Cubiertas			
Cubiertas inclinadas			
Cielo raso de pañete o yeso	L/360	L/360	L/240
Otros cielos rasos	L/240	L/240	L/180
Sin cielo Raso	L/240	L/240	L/180
Techos Planos	NOTA 1	NOTA 1	L/300
Entre Pisos			
Elementos de entrepiso	L/360	-	L/240
Entrepisos rígidos	-	-	L/360

Fuente: (MIDUVI, 2015)

3.9.3.5 Prediseño de Columnas.

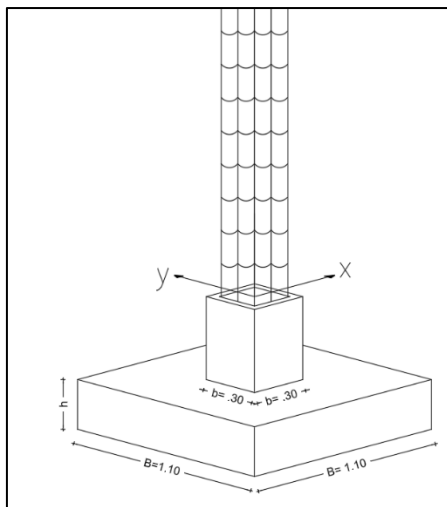
La normativa establece que los culmos de las columnas deben estar fijados a sobrecimientos con una altura mínima de 20 cm, utilizando anclajes como varilla corrugada, pletinas, tubos de acero, entre otros.

Figura 83 Anclaje mediante varillas de acero



Fuente: (MIDUVI, 2016)

Figura 84 Conexión columna-cimentación.



Elaborado por: Autores

Longitud efectiva

$$Le = lu * k$$

Donde:

Le: Longitud efectiva en mm.

Lu: Longitud no soportada lateralmente del elemento en mm

K: Coeficiente de longitud efectiva según restricciones en los apoyos, table 15
NEC-SE-CG.

$$Le = 3060 \text{ mm} * 1.0$$

$$Le = 3060 \text{ mm}.$$

Tabla 23 Coeficientes *K* para condiciones de apoyo.

Condición de los apoyos	k
Ambos extremos articulados (Ambos extremos del elemento deben estar restringidos al desplazamiento perpendicular a su eje longitudinal)	1.0
Un extremo con restricción a la rotación y al desplazamiento y el otro libre	2.1

Tabla 17: Coeficientes de longitud efectiva de columna k_e

Condición de los apoyos	Gráficos	k_{e1}	k_{e2}
Empotrados en ambos extremos (1)		0.50	0.65
Impedido de desplazarse en ambos extremos y uno de ellos impedido de rotar (2)		0.70	0.85
Articulado en ambos extremos (3)		1.00	1.00
Empotrado en un extremo y el otro impedido de rotar pero libre de desplazamiento (4)		1.00	1.20
Empotrado en un extremo y el otro parcialmente libre de rotar y libre de desplazamiento (5)		1.50	1.50
Articulado en un extremo y el otro impedido de rotar pero libre de desplazamiento (6)		2.00	2.40
Empotrado en un extremo y el otro libre de rotar y libre de desplazamiento (7)		2.00	2.10

Fuente: (MIDUVI, 2016)

Determinación de esbeltez en columna de caña guadua.

La medida de la esbeltez en el culmo está dada por:

$$\lambda = Le/r$$

Donde:

Le: Longitud efectiva en mm.

r: radio de giro de la sección mm.

λ : relación de esbeltez del elemento.

El radio de giro de una sección constituida por un culmo será calculado por la ecuación.

$$r = \frac{\sqrt{Dext^2 + (Dext - 2t)^2}}{4}$$

Donde:

Dext: Diámetro externo de la sección transversal del culmo en mm.

t: Espesor del culmo en mm.

r: radio de giro de la sección mm.

$$r = \frac{\sqrt{100\text{ mm}^2 + (100\text{ mm} - (2 * 20\text{ mm}))^2}}{4}$$

$$r = 29.15\text{ mm}$$

$$\lambda = 3060/29.15$$

$$\lambda = 104.95$$

La clasificación de las columnas en función de su esbeltez se establece según la tabla de la NEC-SE-CG.

Tabla 24 *Parámetros de relación de esbeltez*

Columna	Esbeltez
Corta	$\lambda < 30$
Intermedia	$30 < \lambda < Ck$
Larga	$Ck < \lambda < 150$

Fuente: (MIDUVI, 2016)

La esbeltez Ck es el límite entre la columna intermedia y larga y esta dada por la siguiente formula.

$$Ck = 2.565 * \sqrt{E0.05/F'c}$$

Donde:

E0.05: Modulo de elasticidad percentil 5, en MPA.

F'c: Esfuerzo admisible en compresión paralela a las fibras, modificado en MPA.

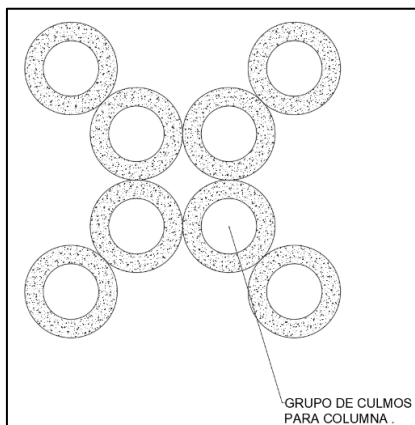
$$Ck = 2.565 * \sqrt{7500/14}$$

$$Ck = 59.36$$

La columna a utilizar para el análisis estructural es una columna larga.

Las columnas de caña guadua en ninguna circunstancia puede tener una esbeltez mayor a 150. *Nota: Debido al cumplimiento requerido por la normativa en cuanto a derivas se decidió aumentar el número de culmos para columnas de 4 a 8*

Figura 85 *Columna conformada por 8 culmos*



Elaborado por: Autores

3.10 Modelado de la estructura en caña guadua y análisis en el Software.

Figura 86 Materiales

Material Property Data

General Data

Material Name: CañaG Guadua

Material Type: Masonry

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2162.4927 kgf/m³

Mass per Unit Volume: 220.132 kgf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 648.53 kgf/cm²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.000081 1/C

Shear Modulus, G: 270.22 kgf/cm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Elaborado por: Autores

Figura 87 Dimensiones Elementos

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: PL10x10

Material: Guadua

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Filled Steel Pipe

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Outside Diameter: 100 mm

Wall Thickness: 13 mm

Property Modifiers

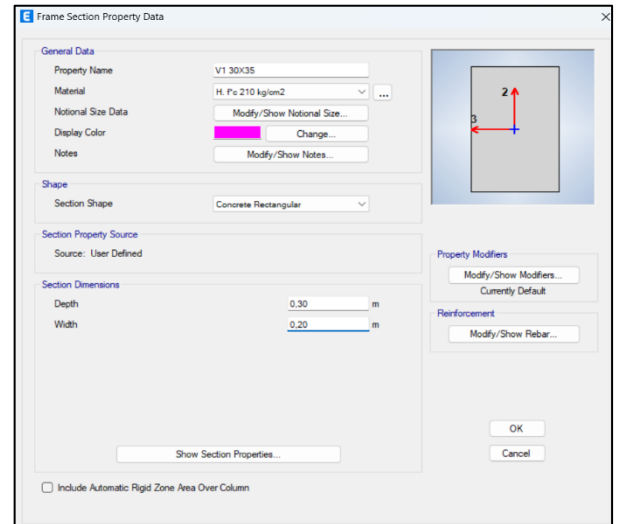
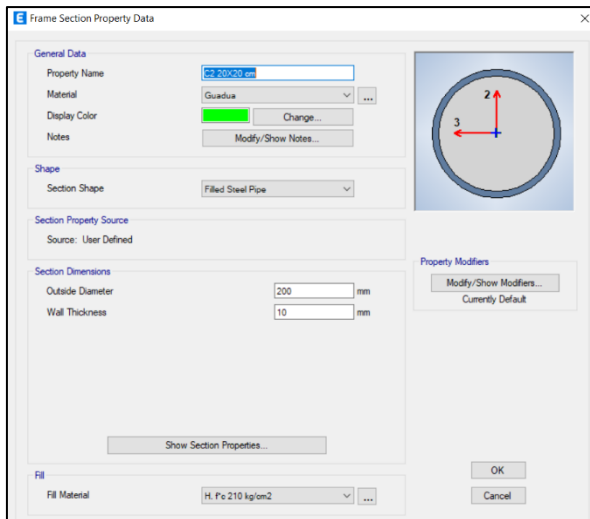
Modify/Show Modifiers... Currently Default

Fill

Fill Material: H. Po 210 kg/cm²

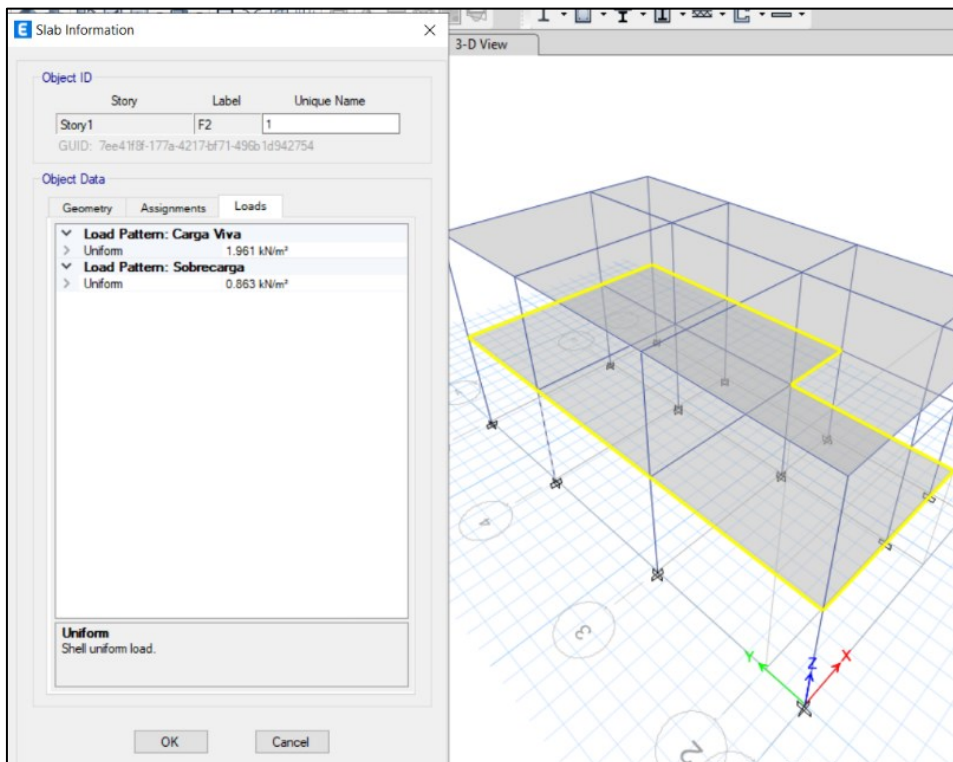
Show Section Properties...

OK Cancel



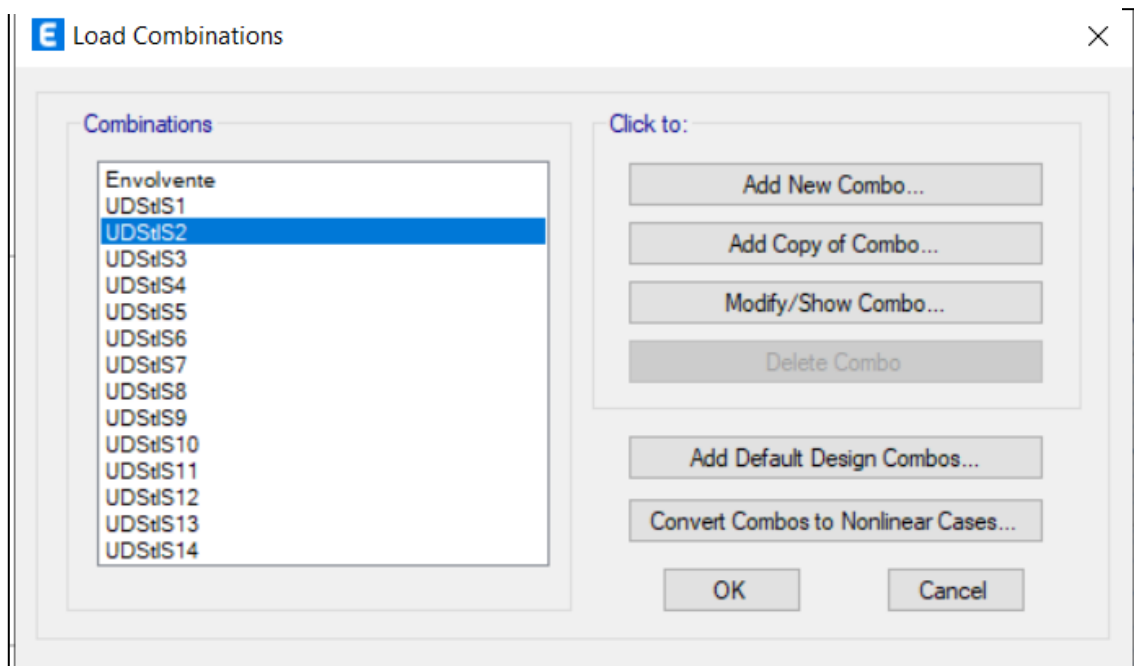
Elaborado por: Autores

Figura 88 Asignación de Cargas



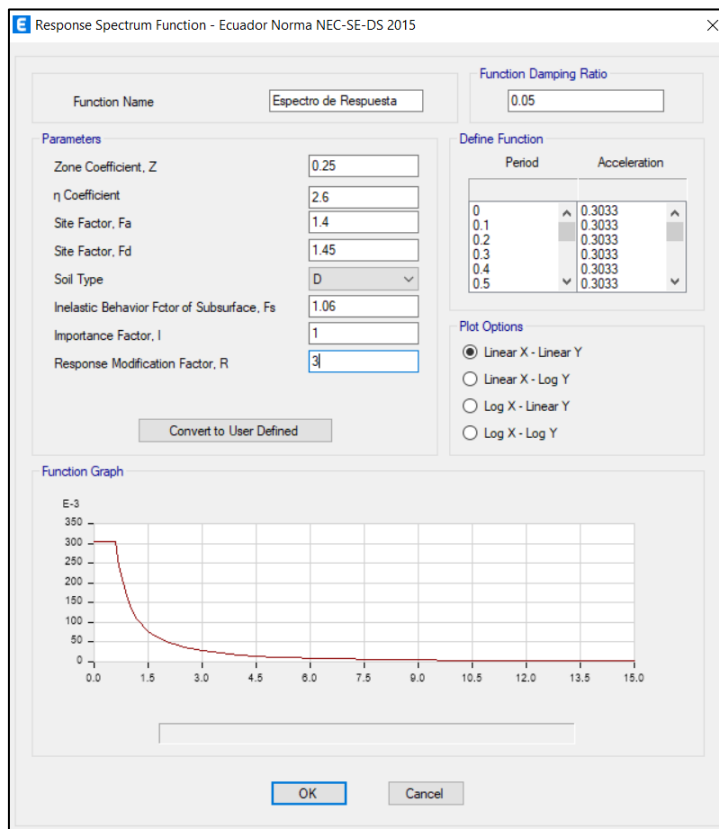
Elaborado por: Autores

Figura 89 *Combinaciones de Cargas*



Elaborado por: Autores

Figura 90 *Espectro de Respuesta*

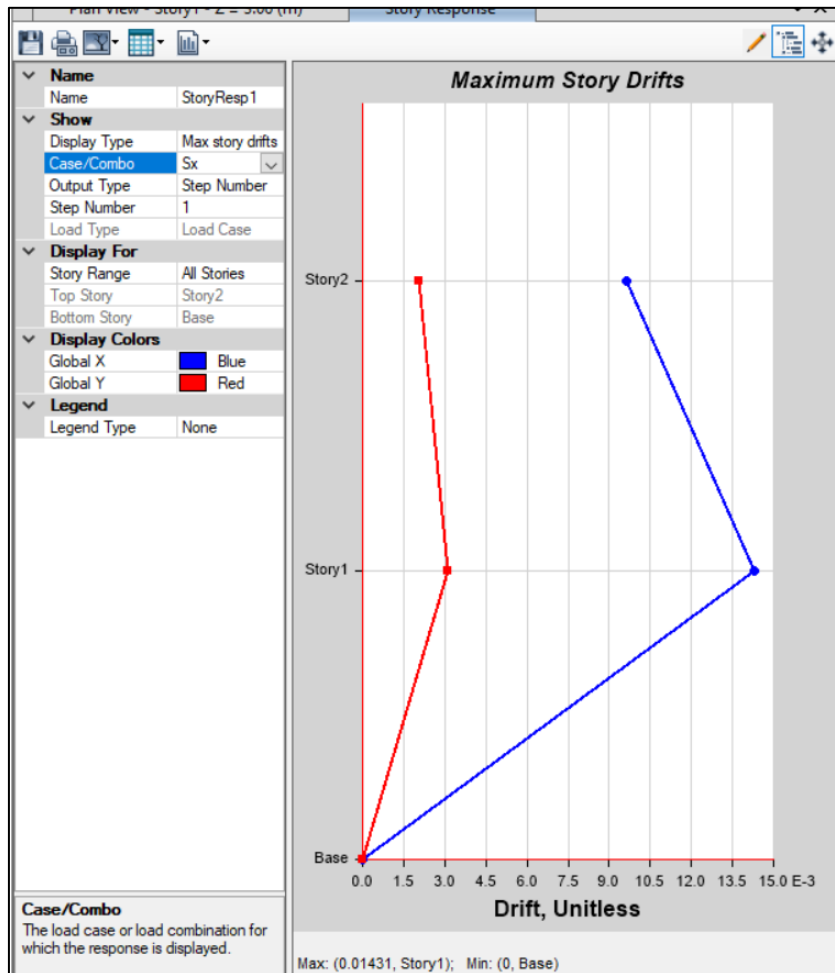


Elaborado por: Autores

3.11 Análisis de derivas

Sismo X

Figura 91 Derivas X



Elaborado por: Autores

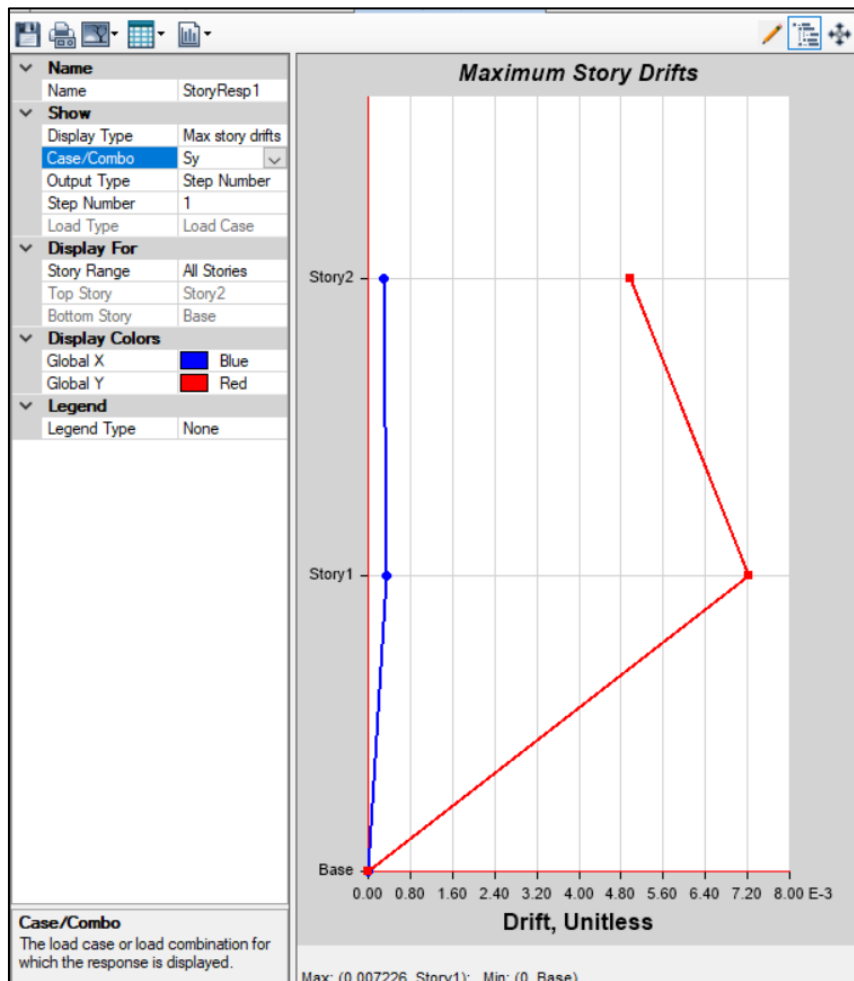
Nota: La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece un 2% mínimo para cumplir las derivas mínimas o máximas y se calcula de la siguiente forma:

$$\%Deriva = 0.01431 * 0.75 * R = 0.0143 * 0.75 * 6 = 0.0643 = 6.43\%$$

De tal manera, el valor de deriva en el sismo x no cumple, por lo cual se procederá a aumentar el número de culmos para las columnas de 4 a 8 en total.

Sismo Y

Figura 92 Derivas Y



Elaborado por: Autores

Nota: La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece un 2% mínimo para cumplir las derivas mínimas o máximas y se calcula de la siguiente forma:

$$\%Deriva = 0.007226 * 0.75 * R = 0.007226 * 0.75 * 6 = 0.0325 = 3.25\%$$

De tal manera el valor de derivas en el sismo “y” no cumple, por lo cual se procederá a aumentar el número de culmos de 4 a 8 en total, como se mencionó anteriormente. Esto con el fin de garantizar los valores adecuados según la NEC.

De manera que se logran obtener los siguientes resultados dado al aumento de culmos:

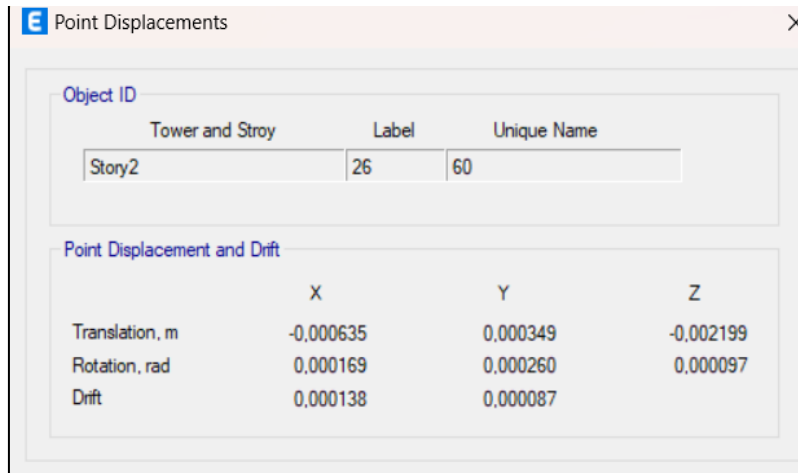
Deriva en X: 1.065% *Cumple*

Deriva en Y: 0.883% *Cumple*

3.12 Comprobación de diseño en elementos de guadua

3.12.1 Comprobación de deflexión en la viga más solicitada

Figura 93 *Deflexión en Viga Analizada*



The screenshot shows a software window titled 'Point Displacements'. It contains a table with columns 'Object ID', 'Label', and 'Unique Name'. The 'Object ID' is 'Story2', 'Label' is '26', and 'Unique Name' is '60'. Below this is a section titled 'Point Displacement and Drift' with a table showing values for Translation, Rotation, and Drift in X, Y, and Z directions.

Object ID	Label	Unique Name
Story2	26	60

	X	Y	Z
Translation, m	-0,000635	0,000349	-0,002199
Rotation, rad	0,000169	0,000260	0,000097
Drift	0,000138	0,000087	

Elaborado por: Autores

De acuerdo con el análisis del modelo en el software, la deflexión en uno de los elementos más solicitados es de $\Delta = 0.22$ cm

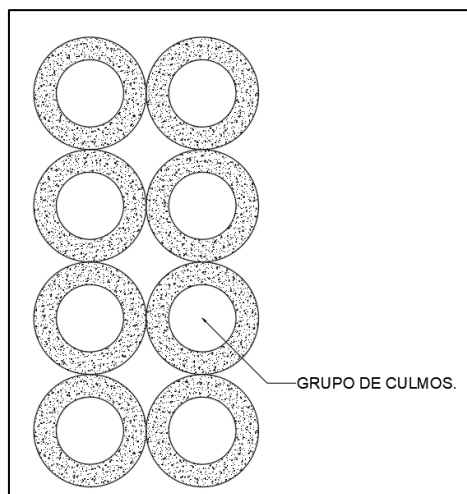
En figura 62 de la NEC-SE-CG se establece el límite de las deflexiones para entrepisos.

$$\Delta = 447 \text{ mm}/240$$

$$\Delta = 1.86 \text{ cm Cumple}$$

3.12.1.1 Estabilidad lateral

Figura 94 *Sección de viga de grupo de culmos*



Elaborado por: Autores

$$d/b = 60\text{cm}/40\text{cm}$$

$d/b = 1.5$ No se requiere soporte lateral.

3.12.1.2 Momento resistente

$$I = ((\pi * \Phi Ext^4)/64 - (\pi * \Phi Int^4)/64)$$

$$I = ((\pi * 100 \text{ mm}^4)/64 - (\pi * 60 \text{ mm}^4)/64)$$

$$I = 4272566.009 \text{ mm}^4$$

$$I = 6 * (4272566 \text{ mm}^4)$$

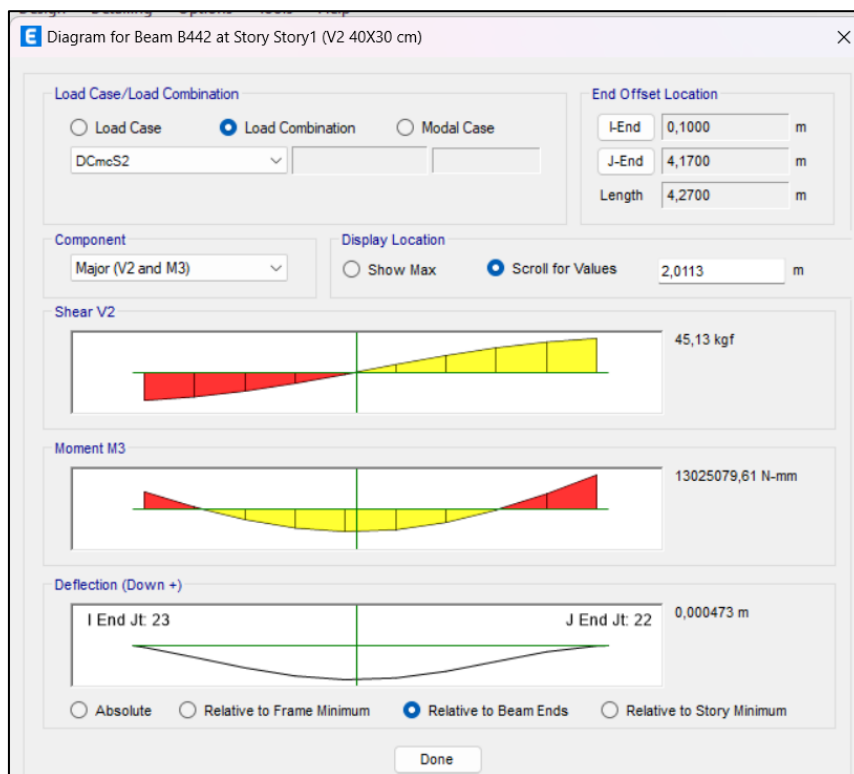
$$I = 25635396.05 \text{ mm}^4$$

$$S = \pi(De^4 - [De - 2t]^4)/32De$$

$$S = \pi(100\text{mm}^4 - [100\text{mm} - 2(20\text{mm})]^4)/(32 * 100\text{mm})$$

$$S = 850451.32 \text{ mm}^3$$

Figura 95 Momento Actuante en viga analizada.



Elaborado por: Autores

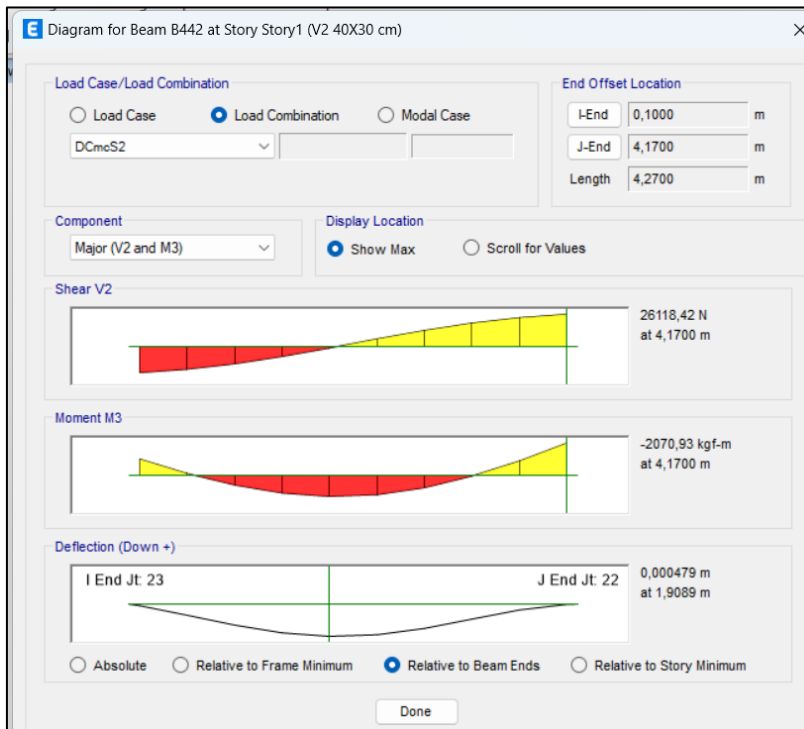
$$M=13025079.61 \text{ N mm}$$

$$fb = 13025079.61 \text{ Nmm} / (850451.32 \text{ mm}^3)$$

$$fb = 15.31 \text{ MPa} \quad \text{Cumple}$$

3.12.1.3 Esfuerzo cortante paralelo a las fibras

Figura 96 Esfuerzo cortante en viga analizada



Elaborado por: Autores

Esfuerzo cortante $V=26118.42 \text{ N}$

$$fv = (2V/3A) * (((3De^2 - 6Det + 4t^2)) / (De^2 + 2Det + 2t))$$

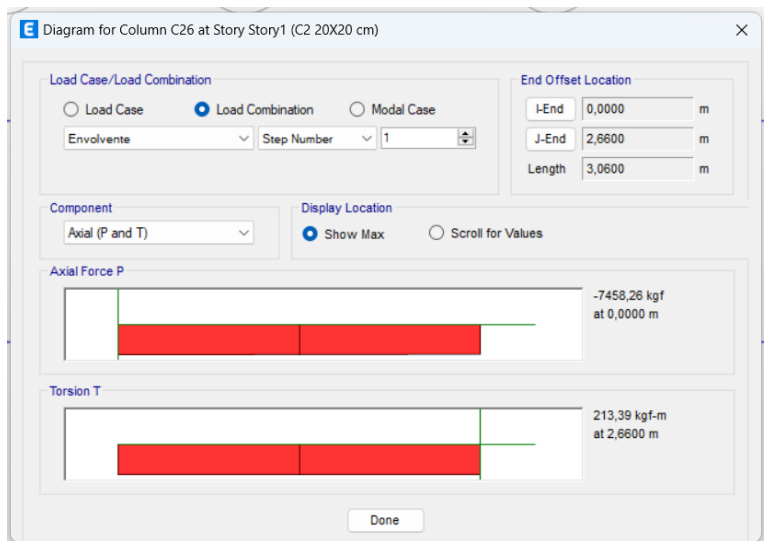
$$fv = ((2 * 26118.42N) / (3 * 64088.49)) * (((3 * 100^2 - 6 * 100 * 20 + 4 * 20^2)) / (100^2 + 2 * 100 * 20 + 2 * 20))$$

$$fv = 0.380 \text{ MPa} < F' b \quad \text{Cumple}$$

3.12.2 Comprobación de diseño de elementos verticales

Para el diseño de los elementos sujetos a carga axial, se debe llevar a cabo el control y verificación correspondientes de la sección propuesta para columnas de sección compuesta, tomando como referencia la columna más cargada en la planta baja, que se considera representativa de las demás. La fuerza axial utilizada para las verificaciones especificadas por la NEC-SE-GUADUA será la reacción máxima generada en la estructura, transmitida por las cargas originadas entre los elementos estructurales sujetos a flexión, como el sistema de piso y las vigas modeladas.

Figura 97 Fuerza axial transmitida



Elaborado por: Autores

Fuerza Axial Transmitida a la columna = 7458.26 kg

3.12.2.1 Verificación por esfuerzo de tensión axial actuante

$$f_t = \frac{73140.55 \text{ N}}{62831.85 \text{ mm}} \leq FT_{adm}$$

$$f_t = 1.16 \text{ MPa}$$

$$f_t < FT_{adm}$$

$$1.16 \text{ MPa} < 19 \text{ Mpa cumple}$$

3.12.2.2 Verificación del esfuerzo máximo de compresión paralela a la fibra.

$$f_c = \frac{73140.55 \text{ N}}{62831.85 \text{ mm}} \leq F'_c$$

$$f_c = 1.16 \text{ MPa}$$

$$1.16 \text{ MPa} \leq 14. \text{ Mpa Cumple}$$

4.1 Resumen de diseño y comprobación de elementos de caña guadua.

Tabla 25 Resumen de diseño y comprobación de elementos de caña guadua

RESUMEN DE DISEÑO Y COMPROBACION DE (NEC - SE - GUADÚA, 2016)					
ITEM	ELEMENTO	DISEÑO	REQUISITO	RESULTADOS	OBSERVACION
1	COLUMNA	ESBELTEZ	$\Delta = \frac{5qL^4}{384EI}$	178 mm > 21 mm	CUMPLE
2	VIGA	FLEXION	$f_b = \frac{M}{S} \leq F'_b$	15,31 MPa > 15 Mpa	CUMPLE
		ESTABILIDAD LATERAL	$\frac{d}{b} = 1.5$	1,5 < 2 No requiere soporte lateral	CUMPLE
		ESFUERZO CORTANTE PARALELO A LAS FIBRAS.	$f_v = \frac{2V}{3A} \left(\frac{3D_g^2 - 6D_g z + 4z^2}{D_g^2 + 2D_g z + 2t} \right) \leq F'_v$	0,118 Mpa < 0,124 Mpa	CUMPLE
4	COLUMNA	TENSION AXIAL	$f_t = \frac{T}{A_n} \leq F_t adm$	1.16 MPa < 19 Mpa	CUMPLE
5	COLUMNA	COMPRESION AXIAL	$f_c = \frac{N}{A_n} \leq F'_c$	1.16 MPa < 14. Mpa	CUMPLE

Elaborado por: Autores

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 Comportamiento estructural

4.1.1 Comparación y análisis de derivas de piso

En el caso de la vivienda de hormigón, las derivas calculadas aplicando fuerzas sísmicas para ambos ejes fueron: “X”: 0.567% y “Y”: 0.532%, de manera que se encuentran considerablemente por debajo de los límites establecidos por la normativa, lo que demuestra que este tipo de estructura tiene una excelente rigidez y un comportamiento adecuado frente a cargas sísmicas.

Por otro lado, la casa de caña Guadua presentó valores de deriva significativamente mayores (“X”: 6.43% y “Y”: 3.25%), como se mencionó previamente. Esto se debió a que, inicialmente, se utilizó un diseño con 4 culmos de Guadua por columna, superando ampliamente los límites normativos. Lo obtenido demostró que la rigidez de la estructura era insuficiente para resistir los desplazamientos laterales generados por el sismo. Por lo tanto, se propuso como alternativa diseñar arriostramientos para la estructura o aumentar el número de culmos en las columnas, haciendo uso de este último criterio pasando de 4 a 8 culmos. Esta modificación incrementó la rigidez de la estructura, reduciendo los valores de deriva a “X”: 1.065% y “Y”: 0.883%.

De este modo, el uso de caña Guadua en zonas de alta sismicidad no resulta inviable. Sin embargo, su aplicación debe estudiarse cuidadosamente e integrarse con técnicas de refuerzo, como arriostramientos o combinaciones con otros materiales, para garantizar un desempeño seguro y eficaz.

4.1.2 Comparación y análisis del centro de rigidez en las estructuras

A través del análisis comparativo de la construcción en hormigón armado y caña guadua, se presentan diversos puntos de comparación en el modelado interno. A pesar de que cada sistema ofrece cierta ergonomía interna, se destaca una deficiencia en el modelado de la caña guadua, principalmente debido a las características de los materiales y la rigidez estructural de los elementos. Esto se evidencia en la variabilidad de las rótulas plásticas observadas. Por su parte, el modelo de hormigón armado presenta, de manera

tradicional, los fenómenos convencionales que una estructura experimentaría frente a un sismo.

Tabla 26 Centro de rigidez Estructura de hormigón

Centers Of Mass And Rigidity

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Centers Of Mass And Rigidity

Filter: None

	m	Mass X kgf-s ² /m	Mass Y kgf-s ² /m	XCM m	YCM m	Cum Mass X kgf-s ² /m	Cum Mass Y kgf-s ² /m	XCCM m	YCCM m	XCR m	YCR m
▶		6092,25	6092,25	3,2493	6,5364	6092,25	6092,25	3,2493	6,5364	3,7483	6,5463
		4822,96	4822,96	3,4488	6,1562	4822,96	4822,96	3,4488	6,1562	3,6781	6,666

Record: << < 1 > >> of 2

Add Tables...

Done

Elaborado por: Autores

En la estructura diseñada en hormigón armado utilizando métodos tradicionales, el software de análisis proporciona los siguientes valores del centro de rigidez:

$$XCR = 3.74 \text{ m}$$

$$YCR = 6.66 \text{ m}$$

Tabla 27 Centro de rigidez estructura de caña guadua con 4 culmos por columna

Centers Of Mass And Rigidity

File

Edit

Format-Filter-Sort

Select

Options

Units: As NotedHidden Columns: NoSort: NoneCenters Of Mass And Rigidity

Filter: None

m	Mass X kgf-s²/m	Mass Y kgf-s²/m	XCM m	YCM m	Cum Mass X kgf-s²/m	Cum Mass Y kgf-s²/m	XCCM m	YCCM m	XCR m	YCR m
▶	2494,15	2494,15	3,3992	6,3201	2494,15	2494,15	3,3992	6,3201	3,5443	3,9329
	2523,36	2523,36	3,4731	6,2148	2523,36	2523,36	3,4731	6,2148	3,593	3,9783

Record: << < 1 > >> of 2

Add Tables...Done

Elaborado por: Autores

En la estructura diseñada en caña guadua por métodos tradicionales, el software nos ofrece como resultado del análisis los siguientes valores del centro de rigidez:

$$\text{XCR} = 3.54 \text{ m}$$

$$\text{YCR} = 3.97 \text{ m}$$

A partir de los resultados obtenidos para el centro de rigidez de las estructuras en hormigón armado y caña guadua, se pueden determinar las siguientes conclusiones:

Para la estructura de hormigón los valores del centro de masa y el centro de rigidez están relativamente cercanos entre sí:

En el eje X: diferencia de 0.499 m.

En el eje Y: diferencia de 0.5098 m.

Estos resultados muestran que la estructura de hormigón tiene una distribución de masa y rigidez bastante equilibrada, lo cual reduce significativamente el riesgo de efectos de torsión durante un evento sísmico y además demuestra que la distribución de la rigidez en la casa de hormigón es adecuada. Sin embargo, si se busca optimizar aún más el diseño, se podría intentar reducir la separación entre el CCM y el CR para minimizar aún más posibles torsiones. Esto podría lograrse ajustando la distribución de elementos estructurales como lo serían muros o columnas.

En el caso de la vivienda a base de caña Guadua existe una mayor discrepancia entre el centro de masa y el centro de rigidez, especialmente en el eje Y:

En el eje X: diferencia de 0.1451 m (aceptable).

En el eje Y: diferencia de 2.2365 m (muy significativa).

Este desbalance en el eje Y indica que la estructura tiene una distribución de rigidez no uniforme; lo que podría causar torsiones significativas durante un sismo y de esta manera provocar daños localizados en los elementos estructurales, especialmente en las conexiones.

Para mitigar los efectos de este problema se tomó en cuenta lo siguiente:

- Se podrían implementar arriostramientos adicionales, especialmente en el eje Y, para aumentar la rigidez de la estructura, como se hizo mención en el punto 4.1.1.
- Analizar la distribución de columnas, vigas y paredes de manera que la rigidez de la estructura sea más uniforme en ambas direcciones.
- Considerar reforzar los elementos estructurales con un mayor número de culmos de Guadua en las zonas donde las discrepancias sean mayores.

Tabla 28. Centro de rigidez estructura de caña guadua con 8 culmos por columna.

Centers Of Mass And Rigidity

File

Edit

Format-Filter-Sort

Select

Options

Units: As Noted

Hidden Columns: No

Sort: None

Centers Of Mass And Rigidity

Filter: None

	ragm	Mass X kg	Mass Y kg	XCM m	YCM m	Cum Mass X kg	Cum Mass Y kg	XCCM m	YCCM m	XCR m	YCR m
▶	1	28773,4	28773,4	3,5419	6,3325	28773,4	28773,4	3,5419	6,3325	3,7586	6,8723
	1	33737,67	33737,67	3,5404	6,5085	62511,07	62511,07	3,5411	6,4275	3,8186	6,9047

Record:

<<

<

1

>

>>

of 2

Add Tables...

Done

En este caso debido a las consideraciones de diseño tomadas para el cumplimiento de derivas de piso al aumentar los culmos de guadua en las columnas se obtuvieron los siguientes valores:

$$XCR = 3.76 \text{ m}$$

$$YCR = 6.90 \text{ m}$$

De esta forma se logró reducir la diferencia entre el centro de masa y rigidez en la dirección Y, por lo tanto, se evitarán efectos por torsión en la estructura.

4.1.3 Comparación y análisis de resultados en cortantes y momentos

4.1.3.1 Resultados en vigas

El software de análisis estructural ETABS arroja una serie de datos tabulados como resumen del análisis en cuanto a las condiciones de cortante y momento para cada estructura en condiciones de sismo.

Tabla 29 Recorte de resultados de cortante y momento para vigas de hormigón

VIGA	V2 kgf	M3 kgf
B434	-1707,37	208,67
B434	-1444,83	963,21
B434	-1011,3	1808,44
B434	-406,76	2409,14
B434	356,16	2844,62
B434	1378,66	2685,65

Fuente: Autores

Tabla 30 Recorte de resultados de cortante y momento para vigas de guadua

VIGA	V2 kgf	M3 kgf
B434	-509,2168	342,5177
B434	-357,0104	672,4222
B434	-165,7301	1065,9248
B434	64,6239	1296,5517
B434	368,0658	1430,216
B434	744,9383	1396,9712

Fuente: Autores

Según los resultados obtenidos se podría concluir que, los valores para cortante V2 en la estructura de guadua generalmente son de menor magnitud en comparación con los valores de la vivienda de hormigón armado.

Esto implicaría que, debido a la alta rigidez y capacidad de soportar esfuerzos cortantes, el hormigón es ideal para aplicaciones con cargas distribuidas significativas. Las fuerzas cortantes elevadas indican que la viga está sometida a cargas concentradas o distribuidas que generan esfuerzos internos altos. Estas cargas son bien resistidas gracias a la combinación de hormigón (compresión) y acero (tracción).

En cuanto a la guadua, aunque presenta menor magnitud en las fuerzas cortantes, esto se debe a su menor densidad y capacidad de soportar cargas reducidas, la flexibilidad de la guadua ayuda a disipar mejor las tensiones de corte, pero es más susceptible a deformaciones y posibles fallos por cizalladura.

Por parte de los momentos flectores M_3 , la alta resistencia del hormigón a la compresión lo hace ideal para soportar momentos elevados. Los momentos flectores más grandes indican que el hormigón es capaz de manejar cargas distribuidas importantes y mayores longitudes de viga sin fallar por flexión. La presencia de acero como refuerzo mejora aún más su capacidad de resistir tracción, equilibrando los esfuerzos generados por el momento. Las vigas de hormigón pueden resistir momentos mucho mayores sin deformarse significativamente, lo que las hace ideales para estructuras permanentes.

La caña guadua debido a su menor rigidez, se limita su capacidad para resistir momentos elevados, siendo más adecuada para estructuras donde las cargas generadas por flexión sean moderadas. La alta elasticidad de la guadua es beneficiosa en áreas sísmicas, donde su capacidad para deformarse sin fracturarse puede absorber energía sísmica. Las vigas de guadúa, aunque menos resistentes, son más livianas y adaptables, pero pueden requerir refuerzos adicionales en estructuras que enfrenten momentos elevados.

Tabla 31 *Resumen de comparación cortantes y momentos*

Propiedad	Hormigón	Guadua
Fuerza Cortante	Altas fuerzas soportadas sin fallos estructurales	Fuerzas menores, mayor susceptibilidad a fallos por cizalladura
Momento Flector	Resistencia a momentos elevados sin deformación significativa	Resistencia limitada, pero con alta elasticidad

Aplicación	Ideal para estructuras con altas demandas de carga	Ideal para estructuras ligeras y sostenibles
-------------------	--	--

4.1.4 Comparación y análisis del peso sísmico en las estructuras

Tabla 32 *Peso Sísmico en la estructura de hormigón*

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P kgf
Peso Sísmico	Combination			Top	41120,29
Peso Sísmico	Combination			Bottom	51108,13
Peso Sísmico	Combination			Top	457059,22
Peso Sísmico	Combination			Bottom	467047,06

Fuente: Autores

Tabla 33 *Peso Sísmico en la estructura de guadua*

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf
Peso Sísmico	Combination			Top	16,884
Peso Sísmico	Combination			Bottom	17,9875
Peso Sísmico	Combination			Top	402,5795
Peso Sísmico	Combination			Bottom	403,6831

Fuente: Autores

Según los datos del software ETABS, la casa de hormigón tiene un peso sísmico de 467,08 tonf, mientras que la vivienda de guadua pesa 403,68 tonf, lo que sugiere que la casa de hormigón es alrededor de un 15,17 % más pesada que la casa de guadua.

Debido a que el peso sísmico guarda relación directa con las fuerzas sísmicas actuantes sobre una estructura ($F = m \times a$), sería probable que la vivienda en hormigón experimente fuerzas de mayor intensidad en comparación con la edificación realizada en guadua. Por lo tanto, esto sugiere que la estructura de hormigón deberá contar con elementos que sean de mayor resistencia con el fin de contrarrestar dichas fuerzas, de esta manera incrementando los costos asociados al refuerzo y al diseño estructural.

En el caso de la masa sísmica de la construcción de guadua, esta al ser menor resultará en fuerzas inerciales más bajas en caso de un terremoto; lo que podría disminuir las exigencias estructurales y los posibles daños asociados. De esta forma se destacan las ventajas de la guadua como material liviano y eficiente en áreas propensas

al movimiento telúrico; siempre que se realice el refuerzo adecuado para fortalecer su rigidez y resistencia.

Sin embargo y a pesar del peso más ligero que posee la guadua como estructura constructiva podría ser más propensa a sufrir deformaciones excesivas debido a su menor rigidez, este efecto podría ser solucionado incorporando refuerzos adicionales y conexiones mejoradas y aumentando el número de culmos por elemento estructural según se ha mencionado anteriormente.

4.2 Comparación técnico-económica

4.2.1 Presupuestos y costos

Los costos desempeñan un papel fundamental y decisivo al momento de determinar la ejecución de un proyecto, como se analizará más adelante. En un análisis preliminar, los precios unitarios convencionales dependerán de la zona de construcción y las características específicas que requiere la obra.

a. Costos directos

Estos están relacionados directamente con la etapa de construcción del proyecto e incluyen:

- Equipos y herramientas
- Materiales e insumos
- Transporte

b. Costos indirectos

Estos corresponden a la administración del proyecto y no están directamente vinculados a la ejecución de la obra, aunque representan entre el 20 % y el 35 % del costo directo del proyecto.

En cuanto al costo de construcción, al comparar una casa de hormigón armado con una de caña guadua, se observan diferencias significativas:

- **Hormigón armado:** El precio aumenta debido al incremento en la cantidad de elementos y materiales requeridos, así como al empleo de maquinaria especializada para su producción. Además, se debe tener en cuenta el traslado de estos materiales, lo que aumenta el presupuesto. El concreto armado generalmente tiene un mayor costo en cuanto a materiales y edificación, tal como se muestra en el presupuesto presentado, donde el costo de edificación del modelo sugerido se eleva a \$24,371.64. Este

cálculo se fundamenta en planos de estructura y proyecciones de la fuerza laboral necesaria. Los costos altos son principalmente atribuibles al empleo de acero como refuerzo y a la necesidad de emplear personal especializado.

Tabla 34 Recorte del presupuesto calculado para casa de hormigón

50	Pintura de tráfico al tihner amarilla para división de parqueos - 60mm	m	\$ 1,50	60	\$90,00
51	Pintura de tráfico al tihner blanca para señalización horizontal	m	\$ 1,50	52	\$78,00
CARPIENTERIA METAL /MTÁLICA					
52	Pasamano de acero inoxidable tubo redondo 2"	m	\$ 153,13	8	\$1.225,04
53	Puerta de acero 0,90 x 2,10m con cerradura	u	\$ 189,42	1	\$189,42
54	Puerta de acero 1,00 x 2,10m con cerradura	u	\$ 212,12	1	\$212,12
55	Puerta de acero inoxidable con resistencia al fuego (salidas de emergencia) 1,2x2,10m	u	\$ 1.647,00	1	\$1.647,00
56	Puerta de vidrio templado laminado, 2,00 X 2,3m con cerradura de piso	u	\$ 1.743,00	1	\$1.743,00
57	Puerta corrediza de vidrio con marco de acero inoxidable, 3,50x2,3m con cerradura de	u	\$ 2.071,00	1	\$2.071,00
CARPINTERIA DE MADERA					
58	Puerta de MDF contrachapado de 6mm por cara e= 5cm color moka 0,90 x 2,10m con d	u	\$ 247,50	5	\$1.237,50
59	Puerta de MDF contrachapado de 6mm por cara e= 5cm color moka 1,00 x 2,10m con d	u	\$ 276,50	3	\$829,50
60	Puerta de MDF contrachapado de 6mm por cara e= 5cm color moka 1,20 x 2,10m con d	u	\$ 287,50	3	\$862,50
TOTAL					\$24.371,64

Elaborado por: Autores

- Caña guadua: Los costos son más bajos en herramientas, materiales y transporte. Además, la mano de obra y el tiempo de ejecución son menores, lo que reduce significativamente el presupuesto total. La caña guadua es generalmente más económica en comparación con el hormigón armado, especialmente en regiones donde la guadua es abundante. Se presenta un presupuesto de construcción para el modelo propuesto de \$10,575.74 dólares en base a planos estructurales y estimaciones de la mano de obra. Su costo de material es bajo y el proceso de construcción puede ser más rápido, lo que la convierte en una opción atractiva para proyectos de bajo presupuesto o de pequeña escala, en los cuales las cargas sean bajas y el tiempo de ocupación o de vida de la estructura sea a corto plazo.

Tabla 35 *Presupuesto casa de caña guadua*

Material	Unidad	Cantidad	Precio	Costo Total
Materiales				
Caña Guadua (bambú)	Metro lineal	600 m	2.50	\$ 1.500,00
Clavos para caña	Caja (500 g)	15 cajas	8.00	\$ 120,00
Alambre galvanizado	Rollo (100 m)	6 rollos	15.00	\$ 90,00
Madera (para refuerzos)	Metro cúbico	5 m ³	150.00	\$ 750,00
Cemento Cimentación	Saco (42.5 kg)	80 sacos	6.00	\$ 480,00
Arena	Metro cúbico	15 m ³	25.00	\$ 375,00
Grava	Metro cúbico	8 m ³	30.00	\$ 240,00
Losas de Techo (estructura mixta hormigón y caña picada)	Metro cuadrado	180 m ²	18.00	\$ 3,24
Pintura para caña guadua	Galón	30 galones	12.00	\$ 360,00
Puertas y ventanas	Unidad	15 unidades	100.00	\$ 5.000,00
Plomería (tuberías y accesorios)	Juego	1 juego	600.00	\$ 600,00
Electricidad (cables y accesorios)	Juego	1 juego	450.00	\$ 450,00
Mano de obra	Día (trabajador)	300 días	25.00	\$ 7,50
Otros materiales (pegamento, varilla, etc.)				\$ 600,00
Total Estimado=				\$ 10.575,74

Elaborado por: Autores

Es importante considerar:

Caña Guadua: Se usa para las paredes, estructura principal y detalles arquitectónicos. La cantidad estimada depende del diseño, pero para una casa de 180 m² se calculó una cantidad aproximada de 600 metros

Cemento, arena y grava: Se utiliza principalmente para la cimentación y el refuerzo de las estructuras de caña guadua. Estos materiales aseguran la estabilidad de la casa.

Mano de obra: Este valor es una estimación de la mano de obra por 300 días de trabajo (a razón de 2 trabajadores durante un promedio de 150 días). Los costos de mano de obra en Ecuador varían dependiendo de la zona.

Puertas y ventanas: El precio es estimado para puertas y ventanas estándar. Los materiales para las puertas y ventanas pueden variar dependiendo del diseño, ya sea en madera o metal.

Electricidad y plomería: Estos sistemas son fundamentales para la habitabilidad de la casa, considerando tuberías y cables básicos.

Otros materiales: Incluye adhesivos, varilla, materiales para acabados, entre otros. Este valor puede ajustarse según las necesidades específicas del proyecto.

En última instancia, la elección entre estos sistemas constructivos dependerá de los requerimientos técnicos, ambientales, productivos y estéticos del usuario. La decisión

estará influenciada por las necesidades del mercado y la sostenibilidad, siendo clave evaluar los recursos disponibles y la trabajabilidad de estos.

c. Cronograma

Básicamente el tiempo de ejecución que tome el proyecto, estará sujeto al fiel cumplimiento de los rubros. En un análisis preliminar se plantea el siguiente cronograma:

Tabla 36 Cronograma preliminar planteado

DESCRIPCIÓN	SEMANA 1					SEMANA 2					SEMANA 3					SEMANA 4					SEMANA 5					SEMANA 6					SEMANA 7					SEMANA 8				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Limpieza y desalojo	■																																							
Relleno y compactación		■	■	■																																				
Trazado y replanteo			■	■	■																																			
Excavación manual				■	■	■																																		
Replanteo f'c= 140 Kg/cm2					■	■	■																																	
Encofrado						■	■	■	■	■																														
Hormigón simple f'c= 210 kg/cm 2							■	■	■	■	■	■	■	■	■																									
Acero de refuerzo fy=4200 kg7cm2							■	■	■	■	■	■	■	■	■																									
Mampostería pared											■	■	■	■	■																									
Enlucido																■	■	■	■	■	■																			
Puntos de AAPP																	■	■	■	■	■	■																		
Puntos de AASS																		■	■	■	■	■	■																	
Punto eléctrico																			■	■	■	■	■	■																
Empaste y pintura																				■	■	■	■	■	■															
Contrapiso f'c=180 kg/cm2												■	■																											
Cerámica																											■	■	■	■										
Puertas																												■	■	■	■									
Ventanas																													■	■	■	■								
Cubierta																																								
Tumbados																																								
Lavamanos																																								
Inodoro																																								
Ducha																																								
Limpieza y desalojo																																						■	■	

Elaborado por: Autores

4.2.2 Impacto medio ambiental

Ambos sistemas constructivos presentan diversos puntos de evaluación en cuanto a su impacto ambiental, ya que los elementos que pueden sufrir alteraciones son similares, aunque con una ligera diferencia a favor de la caña guadua en la reducción medible del impacto ambiental.

La utilización de la caña guadua, por su naturaleza, puede atraer diferentes tipos de insectos propios del medio ambiente. Por ello, es esencial tratar este material con métodos de preservación adecuados. De no tomarse las medidas pertinentes, existe un alto riesgo de que los elementos estructurales sufran daños progresivos, lo que disminuiría las propiedades y características necesarias para un sistema constructivo seguro y eficiente.

Un punto fuerte de la caña guadua es su sostenibilidad, ya que se trata de un recurso renovable que prolifera en ciertas zonas, permitiendo su uso en armonía con el medio ambiente y fomentando la producción sostenible.

En conclusión, tanto el hormigón como la caña guadua tienen ventajas específicas dependiendo del contexto y las necesidades del proyecto. La elección entre ambos materiales debe considerar factores como el presupuesto, la ubicación, el clima y el uso previsto de la estructura

CONCLUSIONES

Ambos sistemas estructurales, diseñados bajo los lineamientos establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), fueron analizados utilizando herramientas de modelado estructural que permitieron evaluar su desempeño frente a eventos sísmicos. De este modo, se lograron cumplir los objetivos planteados, obteniendo además varios puntos de comparación que permiten determinar la efectividad del uso y la construcción de este tipo de estructuras.

En el caso de la estructura de caña Guadua, los resultados demostraron la necesidad de incrementar su rigidez para cumplir con los límites de deriva establecidos en la normativa, ya que las derivas iniciales, superiores al 2% en las direcciones “x” y “y”, excedían los valores permisibles. Este comportamiento se corrigió aumentando el número de culmos por columna de 4 a 8, logrando una disminución significativa de las derivas a valores de 1.065% en “X” y 0.883% en “Y”. Además, se observó que este cambio logró desplazar el centro de rigidez de la estructura, mientras que el centro de masa se mantuvo prácticamente constante, de manera que se destaca la influencia de la rigidez en el comportamiento dinámico.

En términos de pesos sísmicos, la vivienda de hormigón presentó un peso de 467.08 toneladas fuerza (tonf), aproximadamente un 15.7% mayor al de la estructura de Guadua, que alcanzó un peso de 403.68 tonf. Este aumento en el peso implicó fuerzas inerciales más altas en el caso de la vivienda de hormigón, lo que requería elementos estructurales más robustos para resistir dichas cargas. Sin embargo, el menor peso sísmico de la caña Guadua contribuyó a reducir las demandas estructurales, posicionándola como una opción eficiente para regiones sísmicas, siempre que se implementen los refuerzos necesarios.

En cuanto a los esfuerzos internos, los valores de cortantes y momentos flectores en la estructura de hormigón fueron considerablemente mayores que en la de Guadua. Esto se debe a la alta rigidez y resistencia a la compresión del hormigón, que le permite soportar mayores cargas distribuidas. Por otro lado, la Guadua, aunque más flexible, mostró limitaciones en su capacidad para resistir esfuerzos de corte y momentos elevados, siendo esta más susceptible a deformaciones excesivas y fallos por cizalladura. Este

comportamiento refuerza la necesidad de incorporar arriostramientos y técnicas de reforzamiento específicas para optimizar su desempeño estructural.

Desde una perspectiva económica y ambiental, los análisis realizados sugieren que la caña Guadua es una alternativa estructural viable, especialmente en áreas rurales. Su menor costo, su carácter renovable y biodegradable la convierten en una opción sostenible para la construcción. Este, además, se muestra como un tipo de material que reduciría la contaminación en términos de desperdicios generados y además siendo capaz de absorber dióxido de carbono, evitando de manera indirecta la deforestación de cierto tipo de bosques. Las empresas que destinen sus esfuerzos a realizar proyectos en bambú, podrían mejorar sus rendimientos debido al bajo consumo energético que este material necesita para ser producido y aprovechando las propiedades físicas y mecánicas que este posee.

Finalmente, esta investigación resalta la importancia de adoptar un enfoque integral en el diseño de viviendas unifamiliares en zonas de alta sismicidad, combinando sostenibilidad ambiental, seguridad estructural y viabilidad económica. La comparación detallada entre el hormigón armado y la caña Guadua aporta información clave que puede orientar futuras investigaciones y promover el desarrollo de materiales innovadores y técnicas constructivas que respondan a los desafíos de la ingeniería estructural en regiones sísmicas.

RECOMENDACIONES

Para el modelamiento de la estructura se sugiere hacer uso de software con la capacidad de añadir distintos tipos de materiales y sus propiedades, teniendo en cuenta una investigación previa de las características propias del bambú en este caso.

Para investigaciones futuras se puede ampliar los parámetros de diseño, creando estructuras más complejas, como sería el caso de viviendas de más de un piso, con la finalidad de evaluar la respuesta de la Guadua en situaciones más exigentes.

Estudiar y comparar los distintos tipos de conexiones que se podrían realizar en estas estructuras.

Llevar a cabo; en caso de ser posible, pruebas de laboratorio como lo serían carga axial, flexión y corte sobre la Guadua, con el fin de obtener datos más exactos para la realización del estudio.

Es crucial que, al tomar la Guadua como material de edificación en áreas con riesgo de terremotos, se ponga un énfasis especial en las técnicas de diseño estructural. El estudio ha evidenciado que, pese a que la Guadua es un recurso renovable y más

asequible en ciertas zonas, necesita reforzamientos extra para equiparar la seguridad y el desempeño del concreto. Así pues, se aconseja investigar y proporcionar guías para la creación de métodos de rigidización en la estructura, haciendo uso de una combinación de materiales o refuerzos compuestos.

Se recomienda tomar en cuenta en la etapa de ejecución de la estructura de caña guadua, los parámetros de revestimientos y anti plagas que usará el sistema, como también las especificaciones técnicas del sistema contra incendios.

Los estudios económicos indican que el uso de Guadua podría ser una alternativa factible y ventajosa en términos de sostenibilidad y coste. Sin embargo, es de gran importancia el considerar no solo los costos iniciales de construcción, sino también los costos adicionales asociados a la rigidez y el refuerzo necesarios para garantizar la seguridad de la edificación. Por lo tanto, se recomienda realizar un análisis económico detallado que tome en cuenta todos los factores financieros a largo plazo, incluyendo el mantenimiento y refuerzos necesarios para los elementos estructurales.

Es necesario tener en cuenta la sostenibilidad ambiental en conjunto con la seguridad estructural y la viabilidad económica. Es aconsejable impulsar la investigación y el desarrollo de técnicas de edificación innovadoras y materiales novedosos que puedan potenciar el rendimiento de la Guadua, fomentando simultáneamente prácticas de construcción sustentables. Por lo tanto, creando estrategias para aumentar la durabilidad mediante tratamientos químicos o técnicas de preservación sostenibles.

Se recomienda que las futuras investigaciones se enfoquen en la elaboración de reglamentos y directrices específicas para la utilización de la Guadua en la edificación en áreas con riesgo de terremotos. La recolección de información empírica y la ejecución de exámenes adicionales facilitarán la adaptación y mejora de los métodos de construcción con Guadua, asegurando de esta manera que este material pueda emplearse de forma segura y eficaz en la construcción de viviendas unifamiliares.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aceros Arequipa. (s.f.). Configuración de la vivienda. Aceros Arequipa. Obtenido de:
<https://www.acerosarequipa.com/manuales/manual-de-construccion-para-propietarios/configuracion-de-la-vivienda>

Aceros Arequipa. (2020). *Aceros Arequipa*. Configuración de la vivienda:
<https://www.acerosarequipa.com/manuales/manual-de-construccion-para-propietarios/configuracion-de-la-vivienda>

ACI Committee 318. (2014). *ACI 318S-14: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. Technical Documents.

Aguilar, P. (Agosto de 2019). *Análisis del comportamiento estructural del bambú del tipo “Guadúa Angustifolia Kunth” como material de construcción en sustitución del hormigón armado*. Repositorio UPS:
<https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/17760/1/UPS%20-%20ST004332.pdf>

Álava, M., Andrade, R., Moreira, C., Bravo, L., Villamar, A., y Vélez, E. (2020). *La caña guadua y su incidencia en la construcción de viviendas sismo resistente de la ciudad de Manta*. UTM.
https://www.researchgate.net/publication/337811206_LA_CANA_GUADUA_Y_SU_INCIDENCIA_EN_LA_CONSTRUCCION_DE_VIVIENDAS_SISMO_RESISTENTE_DE_LA_CIUDDAD_DE_MANTA

Alcívar, D. (2009). *Analisi delle proprietà della canna guadua angustifolia kunth (GaK) come elemento strutturale*. “ICAR/09 Tecnica delle Costruzioni.

Bambusa. (2024). *Guadua angustifolia Kunth*. Bambusa:
<https://bambusa.es/caracteristicas-del-bambu/bambu-guadua/>

Bedoya, C. M. (2021). Construcción de vivienda sostenible con bloques de suelo cemento: del residuo al material. *Revista de Arquitectura*, XX(1), 62-70.
<https://doi.org/10.14718/RevArq.2018.20.1.1193>

Bello, J. A., y Villacreses, C. (2021). Ventajas y desventajas del sistema constructivo con bambú frente al sistema de hormigón armado en viviendas de interés social. *Polo del Conocimiento*, VI(9), 1987-2011. <https://doi.org/10.23857/pc.v6i9.3152>

- El Diario. (21 de Agosto de 2016). Aprueban norma para construcción en Caña Guadúa. *El Diario*. <https://www.eldiario.ec/noticias-manabi-ecuador/403011-aprueban-norma-para-construccion-en-cana-guadua/#:~:text=Ese>
- Franco-Vélez, P. A., y Baque-Solis, B. S. (2020). Análisis estructural de una vivienda de caña guadua ubicadas en Manta y Quito. *Dominio de la Ciencia*, VI(4), 431-451. <https://doi.org/10.23857/dc.v6i4.1477>
- Gaona Camargo, L. A., y Guaminga Micho, J. E. (2019). *Evaluación Técnica Económica del diseño entre losa nervada y losa con placa colaborante de una estructura de cinco plantas y un subsuelo ubicado en el sector agua clara, al norte de la ciudad de Quito*. Quito. <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/17842/1/UPS%20-%20ST004369.pdf>
- González Cuevas, O. (2005). *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*. Limusa.
- MIDUVI. (2015). *Diseño Sismo Resistente*. NEC.
- MIDUVI. (2015). *Peligro Sísmico*. NEC.
- MIDUVI. (2016). *Estructuras de Guadúa*. NEC. Ministra de Desarrollo Urbano y Vivienda: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2017/04/NEC-SE-GUADUA-VERSION-FINAL-WEB-MAR-2017.pdf>
- MIDUVI. (2017). *Norma Técnica E.100 Bambú*. Registro Oficial. "Materiales de Construcción para Ingenieros"
- Muñoz Jiménez, J. A. (2017). *Planificación y Administración de Redes*. Estándares y organismos de normalización: <https://planificacionadministracionredes.readthedocs.io/es/latest/Tema02/Teoria.html>
- Ordóñez Candelaria, V., Mejía Saulés, M., y Bárcenas Pazos, G. (2002). *Manual para la construcción sustentable con bambú*. Comisión Nacional Forestal.
- Páez, D., Zabala, J., y Rodríguez, Y. (2017). Piso blando, una falla común en el terremoto de Pedernales. *Revista Ciencia*, XIX(1), 59-75.

- Prontubeam. (17 de Noviembre de 2018). *Fallo por punzonamiento de una losa de hormigón armado*. Prontubeam: <https://www.prontubeam.com/Ingenieria-en-las-redes/Fallo-punzonamiento-losa>
- Socarrás, Y. C., y Álvarez Deulofeu, E. (2021). Limitaciones de los estudios de vulnerabilidad sísmica a edificaciones de hormigón en Santiago de Cuba. *Revista de Arquitectura e Ingeniería, XV*(3), 1-12. <https://www.redalyc.org/journal/1939/193969257004/html/>
- Universidad de Azuay. (s.f.). *Lógica, Geometría y Estructura*. Universidad de Azuay: <https://vivienda-colectiva.uazuay.edu.ec/>
- Yacelga Díaz, J. G., y Nolivos Valiente, J. C. (2023). Construir con guadua: Tendencias en estudios a nivel de Latinoamérica. *Ciencia Latina Revista Científica Multidisciplinar, VII*(2), 9413-9435. https://doi.org/10.37811/cl_rcm.v7i2.11092

ANEXOS

Anexo 1 Predimensionamiento de elementos horizontales

ESPESOR DE LA LOSA

TABLERO CRÍTICO

Luz eje X = 4,6 m

Luz eje Y = 4,28 m

$m=lx/ly$

$m=1,08 > 2.0$ Entonces, será una losa bidireccional

PRIMER CRITERIO ACI 318 -19

$h = \frac{\text{perímetro del tablero de la losa mas critico}}{150}$

Luz eje X = 4,62 m

Luz eje Y = 4,28 m

Perímetro = 17,8 m

$h=0,12$ m

$h=0,20$ Adopto

SEGUNDO CRITERIO ACI 318 -19

Tabla 3. 6. Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos entre todos los lados.

Espesor mínimo de las losas en 2 direcciones con vigas entre apoyos en todos los lados			
α_{fm}	Espesor mínimo h, mm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica 8.3.1.1		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2$	Mayor de:	$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b)
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2$	Mayor de:	$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d)
		90	(e)

FIGURA	CENTROIDE		
	ÁREA cm ²	y cm	A*y cm ³
1	250	17,5	4375
2	150	7,5	1125
Σ	400		5500
y (cm)=			13,75

Estos datos obtenemos la inercia equivalente de la figura compuesta, y el teorema de los ejes paralelos:

$tw=50$ cm

$bw=10$ cm

$h=20$ cm

$hl=5$ cm

$y=13,8$ cm

La inercia equivalente de la figura compuesta será:

$$I = tw \cdot \frac{h^3}{12} + A1 \cdot \left(\frac{hl}{2} + (h-hl-y) \right)^2 + \frac{bw \cdot (h-hl)^3}{12} + A2 \cdot \left(y - \frac{h-hl}{2} \right)^2$$

$I_e=12708,33$ cm⁴

Con la inercia obtenida, determinamos la altura equivalente de losa:

$$h_e = \sqrt[3]{\frac{I \cdot 12}{tw}}$$

$h_e=14,50$ cm

$h_{mín}=11,12$ cm

$h_e > h_{mín}$ OK

El espesor de la losa maciza bidireccional será de 20 cm

Anexo 2 Resumen de cargas

RESUMEN DE CARGAS			
CUADRO DE CARGAS		LOSA DE ENTREPISO	
		PISO 1	PISO 2
PESOS	Peso Propio	0,27225	0,27225
	Acabados	0,10	0,10
	Mamposteria	0,15	0,15
	Instalaciones	0,05	0,05
	Cielo Razo	0,01	0,01
D		0,58225	0,58225
L		0,2	0,2
D + L		0,78225	0,78225
1,2D +1,6L		1,0187	1,0187

Cálculo de Peso Propio de la losa

TABLA DE COEFICIENTES

Coeficiente	t
1,05	0,15
1,10	0,20
1,15	0,25
1,20	0,30

$P.P = Coef * [(t - Cc) * \gamma + Cc * \gamma_{HA}]$

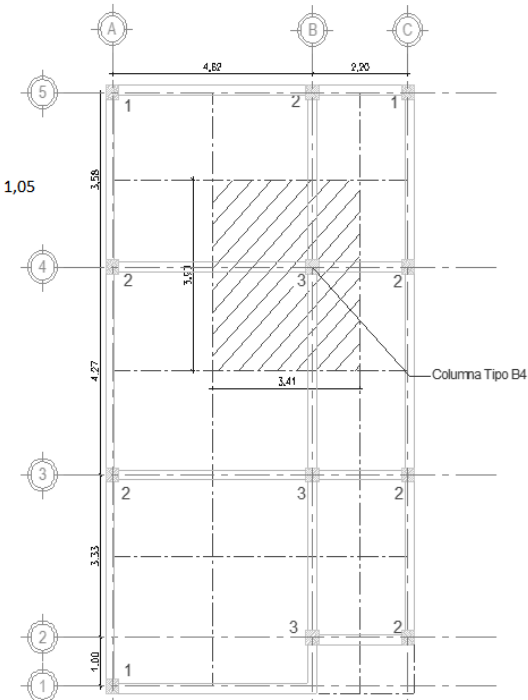
t =	0,20	m
Cc =	0,05	m
γalivianamientos=	0,85	Ton/m³
γhormigón=	2,4	Ton/m³
Coeficient=	1,10	
Pp=	0,27	T/m

Anexo 3 Áreas Cooperantes

CUADRO DE AREAS COOPERANTES Y PESOS

TIPOS DE COLUMNAS				
Columnas Esquinas	I			
Columnas Perimetrales	II			
Columnas Centrales	III			

COLUMNA	Piso 1 m²	Piso 2 m²	PESO T	TIPO	
A5	4,13	4,13	8,67	I	8,67
C5	1,97	1,97	4,14	I	
A1	2,31	2,31	4,85	I	
B5	6,1	6,1	12,81	II	28,14
A4	9,070	9,070	19,05	II	
C4	4,320	4,320	9,07	II	
A3	8,780	8,780	18,44	II	
C3	4,180	4,180	8,78	II	
C2	2,930	2,930	6,15	II	
B4	13,400	13,400	28,14	III	
B3	12,960	12,960	27,22	III	
B2	9,04	9,04	18,98	III	



Anexo 4 Predimensionamiento de columnas de hormigón

PREDISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES (COLUMNAS)						
NIVEL	TIPO I		TIPO II		TIPO III	
	COL. ESQ.		COL. PERIM.		COL. CENT.	
	A-5		A-4		B-4	
6,00	P=	4,34	P=	9,52	P=	14,07
	Ag=	158,85	Ag=	279,08	Ag=	368,13
	Raiz=	12,60	Raiz=	16,71	Raiz=	19,19
	Sec=	30/30	Sec=	30/30	Sec=	30/30
3,00	P=	8,67	P=	19,05	P=	28,14
	Ag=	317,69	Ag=	558,15	Ag=	736,26
	Raiz=	17,82	Raiz=	23,63	Raiz=	27,13
	Sec=	30/30	Sec=	30/30	Sec=	30/30

$$Ag = \frac{P}{\alpha * \phi * f'c}$$

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

$$\phi = 0,65$$

Tabla de Coeficientes

Tipo	α
Centrales	###
Perimetral	###
Esquinera	###

ÁREA EN FUNCIÓN DE P

ESQUINERAS (I)

$$Ag = \frac{P}{0.20 * 0.7 * 210}$$

$$Ag = 36,6 \text{ P}$$

PERIMETRAL

$$Ag = \frac{P}{0.25 * 0.7 * 210}$$

$$Ag = 29,3 \text{ P}$$

(II)

CENTRALES (III)

$$Ag = \frac{P}{0.28 * 0.7 * 210}$$

$$Ag = 26,2 \text{ P}$$

Anexo 5 Predimensionamiento de vigas de hormigón

PRE-DISEÑO DE VIGAS

$P_u = 1,2D + 1,6L$ Ver en la tabla de resumen de cargas

$P_u = 1,0187 \text{ ton/m}^2$

SENTIDO Y					
PRE-DISEÑO DE VIGAS EJES A (TRAMO 1-2)					
A colaborante	Ln	b	d	h	h/b
5,000	4,33	25	12,824419	20	0,80
		30	11,70704	20	0,67
		35	10,838613	20	0,57

POR LO TANTO LA SECCION ES DE 25*20 cm

DATOS

Diseño sismoresistente	
$R_u = (0,5 \text{ro balanceado}) =$	59,6
Momento predimensionamiento =	220548,55 Kg-cm
factor de reducción =	0,9

PRE-DISEÑO DE VIGAS EJES A (TRAMO 3-4)					
A colaborante	Ln	b	d	h	h/b
4,93	4,27	25	12,645796	20	0,80
		30	11,543979	20	0,67
		35	10,687648	20	0,57

POR LO TANTO LA SECCION ES DE 25*20 cm

DATOS

Diseño sismoresistente	
$R_u = (0,5 \text{ro balanceado}) =$	59,6
Momento predimensionamiento =	214447,56 Kg-cm
factor de reducción =	0,9

PRE-DISEÑO DE VIGAS EJES A (TRAMO 4-5)					
A colaborante	Ln	b	d	h	h/b
4,13	3,58	25	10,598034	20	0,80
		30	9,674637	20	0,67
		35	8,9569734	20	0,57

POR LO TANTO LA SECCION ES DE 25*20 cm

DATOS

Diseño sismoresistente	
$R_u = (0,5 \text{ro balanceado}) =$	59,6
Momento predimensionamiento =	150618,87 Kg-cm
factor de reducción =	0,9

SENTIDO X					
PRE-DISEÑO DE VIGAS EJES 4 (TRAMO A-B)					
A colaborante	Ln	b	d	h	h/b
9,07	4,62	25	17,841583	25	1,00
		30	16,287063	25	0,83
		35	15,07889	25	0,71

POR LO TANTO LA SECCION ES DE 25*25 cm

DATOS

Diseño sismoresistente	
$R_u = (0,5 \text{ro balanceado}) =$	59,6
Momento predimensionamiento =	426869,94 Kg-cm
factor de reducción =	0,9

PRE-DISEÑO DE VIGAS EJES 3					
A colaborante	Ln	b	d	h	h/b
9,07	4,62	25	17,841583	25	1,00
		30	16,287063	25	0,83
		35	15,07889	25	0,71

POR LO TANTO LA SECCION ES DE 25*25 cm

DATOS

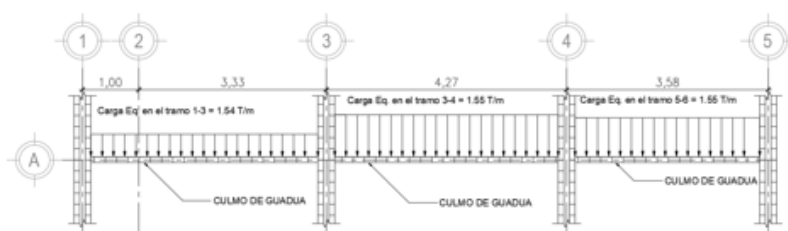
Diseño sismoresistente	
$R_u = (0,5 \text{ro balanceado}) =$	59,6
Momento predimensionamiento =	426869,94 Kg-cm
factor de reducción =	0,9

PRE-DISEÑO DE VIGAS EJES 5					
A colaborante	Ln	b	d	h	h/b
23,91	6,75	25	35,013238	45	1,80
		30	31,962567	40	1,33
		35	29,591587	40	1,14

POR LO TANTO LA SECCION ES DE 30*25 cm

Anexo 6 Predimensionamiento de vigas de guadua

DISTRIBUCIÓN DE CARGAS SOBRE CULMOS DE CAÑA GUADUA.



Los elementos estructurales para el análisis de la estructura con caña guadua se presentan y diseñan en función a la NEC-SE-GUADUA

VIGAS			CARGA DE ENTRE PISO DE CAÑA GUADUA			
Φ Exterior	10 cm	100 mm	Descripción	Peso específico en kg/cm ²	Espesor (cm)	Carga Total
Φ Interior	6 cm	60 mm	Caña Guadua (kg/cm ³)	0,0007	1	0,0007
Esperos (t)	2 cm	20 mm	Malla Electro Soldada (R-64 Novacero) kg/cm ²			0,00011
Radio (r)	5 cm	50 mm				
			Loseta de hormigón (Kg/cm ³)	0,0022	5	0,0110
PESO DE ENTREPISO (Kg/cm ²)						0,01181

101,181

Area de carga = 35760 cm²

DETERMINACION DE DEFLEXIONES ADMISIBLES VIGA EJE 3-4

CONDICIÓN DE CARGA	DEFLEXIÓN
Carga concentrada en el centro de la longitud.	$\Delta = \frac{P L^3}{48EI}$
Carga uniformemente distribuida	$\Delta = \frac{5q L^4}{384EI}$

CV eq= 1,6 kg/cm

CM eq= 0,9448 kg/cm

L= 447 cm Δ= 1,76871218



GRUPO DE CULMOS.

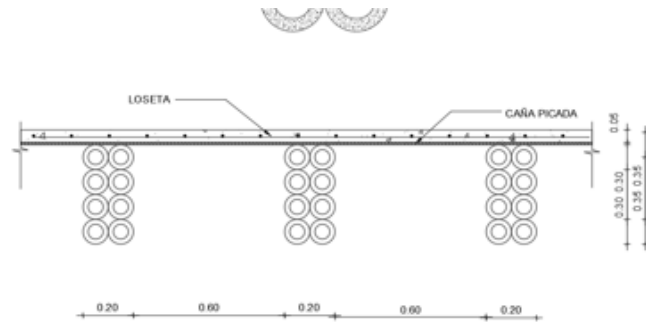
P= 2,5448 kg/cm
E= 218819,789 kg/cm²
I= 427,256601 cm⁴
8 Culmos= 3418,05281

Área equivalente	
E caña guadua (Kgf/cm ²)	122365,15
E hormigón (kgf/cm ²)	218819,7889
A caña picada (m ²)	0,01
A guadua/hormigón (m ²)	0,00559

Fuente: Aguilar, P. 2019

Inercia

$$I = \frac{\pi \cdot D e^4}{64} - \frac{\pi \cdot D i^4}{64}$$



CORTE TÍPICO DE LOSA SOBRE CAÑA GUADUA

Condición de servicio	Cargas vivas (L/k)	Viento o Granizo (L/k)	Cargas totales (L/k)
Elementos de Techo / Cubiertas			
Cubiertas inclinadas			
Cielo raso de pañete o yeso	L/360	L/360	L/240
Otros cielos rasos	L/240	L/240	L/180
Sin cielo Raso	L/240	L/240	L/180
Techos Planos	NOTA 1	NOTA 1	L/300
Entre Pisos			
Elementos de entrepiso	L/360	-	L/240
Entrepisos rígidos	-	-	L/360

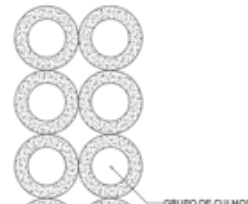
L/240= 1,86 cm > 1,77 CUMPLE

DETERMINACION DE DEFLEXIONES ADMISIBLES VIGA EJE 4-5

CONDICIÓN DE CARGA	DEFLEXIÓN
Carga concentrada en el centro de la longitud.	$\Delta = \frac{P L^3}{48EI}$
Carga uniformemente distribuida	$\Delta = \frac{5q L^4}{384EI}$

Area Aportant 30240 cm²

CV eq= 1,6 kg/cm
CM eq= 0,9448 kg/cm

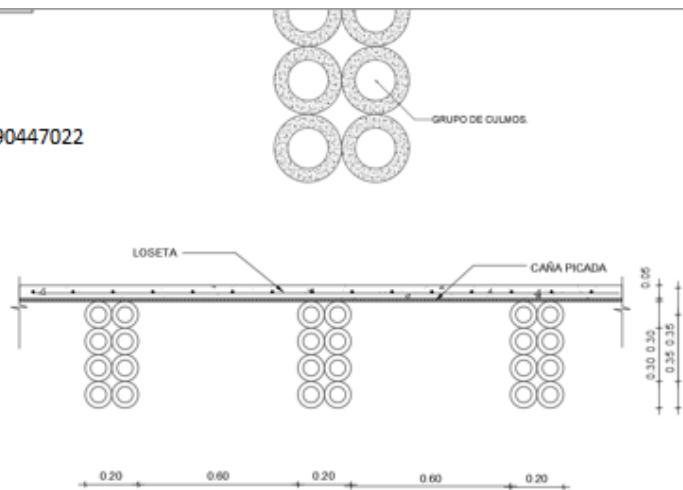


CV eq= 1,6 kg/cm
CM eq= 0,9448 kg/cm

L= 378 cm Δ= 0,90447022
P= 2,5448 kg/cm
E= 218819,789 kg/cm²
I= 427,256601 cm⁴
8 Culmos= 3418,05281

Área equivalente	
E caña guadua (Kgf/cm ²)	122365,15
E hormigón (kgf/cm ²)	218819,7889
A caña picada (m ²)	0,01
A guadua/hormigón (m ²)	0,00559

Fuente: Aguilar, P. 2019



CORTE TÍPICO DE LOSA SOBRE CAÑA GUADUA

Inercia

$$I = \frac{\pi \cdot D_e^4}{64} - \frac{\pi \cdot D_i^4}{64}$$

Condición de servicio	Cargas vivas (L/k)	Viento o Granizo (L/k)	Cargas totales (L/k)
Elementos de Techo / Cubiertas			
Cubiertas inclinadas			
Cielo raso de pañete o yeso	L/360	L/360	L/240
Otros cielos rasos	L/240	L/240	L/180
Sin cielo Raso	L/240	L/240	L/180
Techos Planos	NOTA 1	NOTA 1	L/300
Entre Pisos			
Elementos de entrepiso	L/360	-	L/240
Entrepisos rígidos	-	-	L/360

L/240= 1,58 cm > 0,90 CUMPLE

Anexo 7 Resumen de elementos HG – GD

RESUMEN DE DISEÑO Y COMPROBACION DE NORMAS ACI 318-19					
ITEM	ELEMENTO	DISEÑO	REQUISITO	RESULTADOS	OBSERVACION
1	COLUMNA	FLEXIO COMPRESION	$P_n > P_u$	28350 kg>18550kg	CUMPLE
		FLEXION	$A_{smin} = \frac{1.4}{F_y} * b * d$ $A_{smin} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * F_y} * b * d$	5,82 cm ² > 1,87 cm ²	CUMPLE
2	VIGA	CORTE	$\frac{A_v}{s} = \frac{\left(\frac{V_u}{\phi}\right) - V_c}{f_y * d}$ $\phi V_n \geq V_u$	7488,27 kg>6436,71 kg	CUMPLE
3	ZAPATA	CARGA VERTICAL	$q_{s1-2} \leq q_{neta}$	0,118 Mpa < 0,124 Mpa	CUMPLE
4	ZAPATA	APLASTAMIENTO	$0.85\phi f'_c < 0.85f'_c\phi\sqrt{\left(\frac{A_1}{A_2}\right)}$	11.38 Mpa < 41.66 Mpa	CUMPLE

RESUMEN DE DISEÑO Y COMPROBACION DE (NEC - SE - GUADÚA, 2016)					
ITEM	ELEMENTO	DISEÑO	REQUISITO	RESULTADOS	OBSERVACION
1	COLUMNA	ESBELTEZ	$\Delta = \frac{5qL^4}{384EI}$	178 mm>21 mm	CUMPLE
		FLEXION	$f_b = \frac{M}{S} \leq F'_b$	15,31 MPa > 15 MPa	CUMPLE
2	VIGA	ESTABILIDAD LATERAL	$\frac{d}{b} = 1.5$	1,5<2 No requiere soporte lateral	CUMPLE
3	VIGA	ESFUERZO CORTANTE PARALELO A LAS FIBRAS.	$f_v = \frac{2V}{3A} \left(\frac{3D_g^2 - 6D_g t + 4t^2}{D_g^2 + 2D_g t + 2t^2} \right) \leq F'_v$	0,118 Mpa < 0,124 Mpa	CUMPLE
4	COLUMNA	TENSION AXIAL	$f_t = \frac{T}{A_n} \leq F_t adm$	1.16 MPa < 19 MPa	CUMPLE
5	COLUMNA	COMPRESION AXIAL	$f_c = \frac{N}{A_n} \leq F'_c$	1.16 MPa < 14. Mpa	CUMPLE

Anexo 8 Cimentaciones

Carga Transmitida al Suelo Columna C4		
Carga por Cm	4,47	T
Momento por Cm	0,1768	T*m
Carga por Cv	0,47	T
Momento por Cv	0,1145	T*m

CAPACIDAD DEL SUELO		
Se asumen =	15	T/m

Capacidad de Suelo		
Para el diseño se asumirá que el desplante de la zapata se realizara a 1 m de prof		
Peso Especifico Suelo=	1,8	t/m3
Peso Especifico Hormigón	2,4	t/m3
Prof de Desplante de suel	1	m
Altura de Zapata =	0,3	m
Carga de suelo =	1,8	
Carga Hormigón=	0,72	
Capacidad Neta del Suelo	12,48	t/m2

Cálculo del Area de Cimentación		
Carga de Servicio =	4,94	t
Capacidad Neta del Suelo =	12,48	t/m2
Area de Zapata =	0,40	m2
Raíz de area =	0,6291529	m
Debido a que la zapata debe soportar los esfuerzo por cortante y evitar producir punzonamiento del suelo se asumirá una zapata de 1.10 m x 1.10 m que se considera un área de zapata que transmitirá de manera uniforme y eficiente las cargas de la estructura al suelo.		
Zapata cuadrada de 1.10 m x 1.10 m		
B1=	1,10	m
B2=	1,1	m
Area=	1,21	m2
Carga Vertical en la Zapata		
Carga de Servicio =	4,94	t
Area de zapata =	1,21	m
Esfuerzo transmitido =	4,0826446	t/m2
Capacidad Neta del Suelo =	12,48	t/m2
Carga Admisible > Carga de Sollicitación		
Cargas Ultimas		
$P_u = 1.2D + 1.6L =$		
Carga por Cm	4,47	T
Carga por Cv	0,47	T
Factor de mayoración CM=	1,2	
Factor de mayoración Cv=	1,6	
Pu=	6,116	T
Esfuerzo transmitido =	5,05	t/m2
Capacidad Neta del Suelo =	12,48	t/m2
Carga Admisible > Carga de Sollicitación		

Corte Unidireccional

$v_{cu} > v_{uu}$

V_{cu} : Esfuerzo unidireccional que resiste el hormigón

V_{uu} : Esfuerzo unidireccional último

$f'_c = 20.06 \text{ Mpa}$

$$v_{cu} = 0.17 \sqrt{f'_c} \quad 20,06 \text{ Mpa}$$

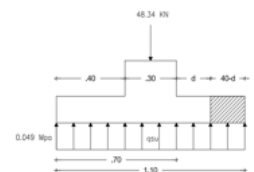
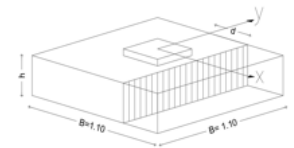
$$v_{cu} = 0,7614027 \text{ Mpa}$$

$$v_{uu} = \frac{V_{uu}}{\phi \cdot A_u} (1)$$

V_{uu} : Fuerza resultante de los esfuerzos en la zona exterior a la sección crítica.

A_u : Área crítica para corte unidireccional.

Capacidad Neta del Suelo =	0,049	Mpa
d=	0,032	m
B=	1,1	m
L	0,4	



Corte Bideccional

$$v_{ub} = \frac{V_{ub}}{\phi \cdot A_b} \quad v_{ub} = 0.33 \sqrt{f'_c}$$

vub=	5,3883026	Mpa
Carga de Servicio - Esfuerzo qsu=	43,051697	Mpa
Au=	0,0907214	m2
d=	0,3163655	m

