



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

**“ANÁLISIS, DISEÑO Y COMPARACIÓN TÉCNICA Y  
ECONÓMICA ENTRE UNA VIVIENDA DE DOS PLANTAS CON  
PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO Y UNA DE MUROS  
PORTANTES DE HORMIGÓN ARMADO EN EL CANTÓN  
SANTA ELENA PROVINCIA DE SANTA ELENA”**

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR**

Previo a la obtención del título de:

**INGENIERA CIVIL**

**AUTORES:**

MATEO VILLAO KRISTEL MICHELLE  
MEDINA CARVAJAL DEXY NATHALI

**TUTORA:**

ING. PINOARGOTE ROVELLO VIANNA, MSc

La Libertad, Ecuador

2021

**CERTIFICACIÓN**

Certificamos que el presente trabajo de titulación, fue realizado en su totalidad por **Mateo Villao Kristel Michelle y Medina Carvajal Dexy Nathali**, como requerimiento para la obtención del título de **Ingeniero Civil**.

**TUTORA**

f.   
\_\_\_\_\_

**Ing. Vianna Pinoargote Rovello, M.Sc.**

**DIRECTOR DE CARRERA (E)**

f.   
\_\_\_\_\_

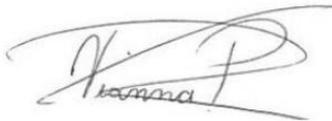
**Ing. Juan Garcés Vargas, Mgp.**

**La Libertad, a los 11 del mes de Marzo del año 2021**

## APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de Tutor del Trabajo de Titulación, modalidad Proyecto de Investigación/Estudio de caso “ESCRIBIR “ANÁLISIS, DISEÑO Y COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA ENTRE UNA VIVIENDA DE DOS PLANTAS CON PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO Y UNA DE MUROS PORTANTES DE HORMIGÓN ARMADO EN EL CANTÓN SANTA ELENA PROVINCIA DE SANTA ELENA”, elaborado por las Srtas. MATEO VILLO KRISTEL MICHELLE Y MEDINA CARVAJAL DEXY NATHALI, egresadas de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingenieros Civiles, me permito declarar que luego de haberla dirigido, estudiado y revisado, la apruebo en su totalidad.

**TUTORA**



f. \_\_\_\_\_  
**Ing. Pinoargote Rovello Vianna, MSc.**

La Libertad, a los 11 del mes de Marzo del año 2021

*Certificación de Gramatólogo*

**Lic. ALEXI JAVIER HERRERA REYES**

*Magíster En Diseño Y Evaluación*

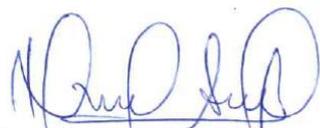
*De Modelos Educativos*

La Libertad, marzo 10 del 2021

### Certifica:

Que después de revisar el contenido del trabajo de titulación en opción al título de INGENIERO(A) CIVIL de: **MATEO VILLAO KRISTEL MICHELLE & MEDINA CARVAJAL DEXY NATHALI**, cuyo tema es: **“ANÁLISIS, DISEÑO Y COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA ENTRE UNA VIVIENDA DE DOS PLANTAS CON PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO Y UNA DE MUROS PORTANTES DE HORMIGÓN ARMADO EN EL CANTÓN SANTA ELENA PROVINCIA DE SANTA ELENA”** me permito declarar que el trabajo investigativo se encuentra idóneo y puede ser expuesto ante el jurado respectivo para su respectiva defensa.

Es todo cuanto puedo manifestar en honor a la verdad.



**Lic. Alexi Herrera R, MSc.**

Docente de Español A: Literatura

Cel: 0963143788

e-mail: alexiherrerareyes@hotmail.com

## DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Nosotras

Mateo Villao Kristel Michelle

Medina Carvajal Dexy Nathali

### DECLARAMOS QUE:

El Trabajo de Titulación, **Análisis, diseño y comparación técnica y económica entre una vivienda de dos plantas con pórticos de hormigón armado y una de muros portantes de hormigón armado en el Cantón Santa Elena Provincia de Santa Elena** previo a la obtención del título de **Ingenieros Civiles**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de mi/nuestra total autoría.

En virtud de esta declaración, me/nos responsabilizamos del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

La Libertad, a los 11 días del mes de Marzo del año 2021

### AUTORAS

f. Kristel Mateo  
Mateo Villao Kristel Michelle

f. Dexy Medina  
Medina Carvajal Dexy Nathali

## AUTORIZACIÓN

Nosotras

Mateo Villao Kristel Michelle

Medina Carvajal Dexy Nathali

Autorizamos a la Universidad Península de Santa Elena la **publicación** en la biblioteca de la Institución del Trabajo de Titulación, **Análisis, diseño y comparación técnica y económica entre una vivienda de dos plantas con pórticos de hormigón armado y una de muros portantes de hormigón armado en el Cantón Santa Elena Provincia de Santa Elena**, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra exclusiva responsabilidad y total autoría.

La Libertad, a los 11 días del mes de Marzo del año 2021

### AUTORAS

f. Kristel Mateo  
Mateo Villao Kristel Michelle

f. Dexy Medina  
Medina Carvajal Dexy Nathali



**UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA**  
Creación: Ley No. 110 R.O. No. 366 (Suplemento) 1998-07-22

La Libertad, 11 de marzo de 2021

**CERTIFICADO ANTIPLAGIO**

**002-TUTOR VAPR-2021**

En calidad de tutor del trabajo de titulación denominado **“ANÁLISIS, DISEÑO Y COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA ENTRE UNA VIVIENDA DE DOS PLANTAS CON PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO Y UNA DE MUROS PORTANTES DE HORMIGÓN ARMADO EN EL CANTÓN SANTA ELENA, PROVINCIA DE SANTA ELENA”**, elaborado por los estudiantes KRISTEL MATEO VILLAO y DEXY MEDINA CARVAJAL, del octavo ciclo de la Carrera de INGENIERÍA CIVIL, de la Facultad de CIENCIAS DE LA INGENIERÍA de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de INGENIERO CIVIL, me permito declarar que una vez analizado en el sistema antiplagio URKUND, luego de haber cumplido los requerimientos exigidos de valoración, el presente proyecto ejecutado, se encuentra con 6% de la valoración permitida, por consiguiente se procede a emitir el presente informe.

Adjunto reporte de similitud.

Atentamente,

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Vianna P.', is written over a horizontal line.

Ing. Mgs. Vianna Pinoargote Rovello

C.I.:2400061632

DOCENTE TUTOR

Dirección: Vía La Libertad – Santa Elena. Teléfono: 2781738 – 2780019 telefax: 2780019  
Cantón La Libertad – Ecuador Casilla postal No. 7047.



**UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA**  
Creación: Ley No. 110 R.O. No. 366 (Suplemento) 1998-07-22

Reporte Urkund.

## URKUND

### Document Information

<b>Analyzed document</b>	TESIS-2-MATEO-MEDINA.docx (D97871888)
<b>Submitted</b>	3/10/2021 5:01:00 PM
<b>Submitted by</b>	
<b>Submitter email</b>	dexy.medinacarvajal@upse.edu.ec
<b>Similarity</b>	6%
<b>Analysis address</b>	lmoreno.upse@analysis.orkund.com

### Sources included in the report

<b>W</b>	URL: <a href="http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redug/16703/1/ILLESCAS_LEE_TRABAJO_TITULACI...">http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redug/16703/1/ILLESCAS_LEE_TRABAJO_TITULACI...</a> Fetched: 1/18/2021 2:38:28 AM	 <b>1</b>
<b>W</b>	URL: <a href="https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/169271/DISE%C3%91O%20Y%20AN%C3%81L...">https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/169271/DISE%C3%91O%20Y%20AN%C3%81L...</a> Fetched: 12/15/2020 5:57:35 AM	 <b>7</b>
<b>W</b>	URL: <a href="http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/12342/DISE%C3%91O-.pdf?seque...">http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/12342/DISE%C3%91O-.pdf?seque...</a> Fetched: 12/8/2020 2:50:05 PM	 <b>4</b>

Dirección: Vía La Libertad – Santa Elena. Teléfono: 2781738 – 2780019 telefax: 2780019  
Cantón La Libertad – Ecuador Casilla postal No. 7047.

**AGRADECIMIENTO**

Agradezco a Dios por ser mi guía hacia la superación personal y profesional, a mis padres César y Amarilis por ser los pilares fundamentales en todo aspecto y enseñarme que el esfuerzo siempre dará sus frutos a lo largo del camino, a mis hermanos por su cariño y apoyo incondicional que me dieron a lo largo de este trabajo, a mi tutora de trabajo de titulación Ing. Vianna Pinoargote, por su gran aporte técnico y por brindarme de su tiempo para lograr culminar con esta etapa de mi vida.

También a la Universidad Estatal Península de Santa Elena por los conocimientos adquiridos por parte de los docentes y por haberme forjado durante la carrera universitaria.

***Kristel Michelle Mateo Villao***

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco principalmente a la tutora de tesis la Ingeniera Vianna Pinoargote que nos transmitió todos sus conocimientos para la realización del trabajo de titulación, agradezco a mis padres quienes en cada momento confiaron en mí y me ayudaron en lo que más pudieron, a mis hermanos quienes se convirtieron en tíos y cuidaron de mi pequeño en mis horas de clases, a mi hijo que siempre estuvo ahí para darme un beso y recargar mis energías y poder culminar con éxito y especialmente agradezco a mi esposo quien siempre estuvo conmigo apoyándome.

De igual forma agradezco a la Universidad Estatal Península de Santa Elena, quien me permitió formarme como profesional con los conocimientos y enseñanzas impartidas por los docentes de cada semestre.

*Dexy Nathali Medina Carvajal*

**DEDICATORIA**

El presente proyecto lo dedico a mis padres quienes con su amor y todo su esfuerzo posible me permitieron llegar hasta aquí, un logro más alcanzado, gracias por inculcar en mí un claro ejemplo de valentía y dedicación, por no temer a aquellas adversidades que se presenten porque Dios estará conmigo siempre guiándome junto a ustedes

*Kristel Michelle Mateo Villao*

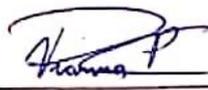
**DEDICATORIA**

El presente trabajo de titulación se lo dedico principalmente a Dios quien me ha dado las fuerzas para seguir adelante en aquellos momentos difíciles. A mi padre Dionisio quien fue mi inspiración para seguir la carrera y a mi madre Maritza que me enseñó cómo luchar día a día por nuestros sueños, a ellos quienes me dieron la vida y siempre creyeron en mí y en mis aspiraciones de salir adelante. Además de ser dedicado a mi hijo Matías quien fue mi motor para culminar con éxito mis metas y como no dedicárselo a mi esposo Fernando quien en cada momento me dio apoyo para seguir adelante.

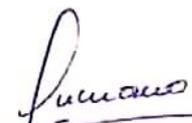
*Dexy Nathali Medina Carvajal*

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f.   
Ing. Juan Garcés Vargas, Mgp.  
DIRECTOR DE CARRERA

f.   
Ing. Vianna Pinoargote Rovello, M.Sc.  
DOCENTE TUTOR

f.   
Ing. Raúl Villao Vera, M.Sc.  
DOCENTE ESPECIALISTA

f.   
Ing. Lucrecia Moreno Alcivar, M.Sc.  
DOCENTE DE UIC

“ANÁLISIS, DISEÑO Y COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA  
ENTRE UNA VIVIENDA DE DOS PLANTAS CON PÓRTICOS DE HORMIGÓN  
ARMADO Y UNA DE MUROS PORTANTES DE HORMIGÓN ARMADO EN  
EL CANTÓN SANTA ELENA PROVINCIA DE SANTA ELENA”.

Autora: Mateo Villao Kristel Michelle.

Autora: Medina Carvajal Dexy Nathali.

Tutor: Ing. Mgs. Vianna Andrea Pinoargote Rovello.

### **RESUMEN**

El objetivo del presente estudio es realizar el diseño y análisis de una vivienda con pórticos de hormigón armado y otra de muros portantes de hormigón armado destacando las ventajas y desventajas de cada uno de los sistemas, mostrando nuevas propuestas en el ámbito de la construcción de obras civiles tomando en consideración el análisis comparativo técnico y económico de los dos sistemas. En la investigación primero se realiza un modelamiento de la vivienda de dos pisos en el programa Etabs para los dos sistemas. Se realiza los cálculos de los elementos estructurales para que cumplan con los requerimientos de resistencia establecidos en la norma NEC-15 y ACI318-19, lo que nos permite determinar cómo se está comportando la estructura ante las cargas introducidas. A partir de este diseño se realizó el análisis presupuestario de cada sistema de construcción con el fin de compararlos a gran escala y determinar que, al construir doce viviendas con el sistema de muros portantes, este presenta un menor costo y menor tiempo de ejecución en comparación con el de pórticos de hormigón armado que solo se podría construir dos viviendas, considerando que el encofrado que se compra sirve para la construcción de las otras viviendas.

***Palabras Claves: Muros portantes, Pórticos de hormigón, Análisis comparativo, Diseño, resistencia, normas.***

## ABSTRACT

The objective of this study is to carry out the design and analysis of a house with reinforced concrete porches and another with reinforced concrete load-bearing walls, highlighting the advantages and disadvantages of each of the systems, showing new proposals in the field of construction works. Civilians taking into consideration the comparative technical and economic analysis of the two systems. In the research, first a modeling of the two-story house is carried out in the Etabs program for the two systems. The calculations of the structural elements are carried out so that they comply with the resistance requirements established in the NEC-15 and ACI318-19 standards, which allows us to determine how the structure is behaving before the loads introduced. From this design, the budget analysis of each construction system was carried out in order to compare them on a large scale and determine that when building twelve houses with the bearing wall system, it presents a lower cost and less execution time compared to that of reinforced concrete porches that could only build two houses, considering that the formwork that is purchased is used for the construction of the other houses.

*Keywords: Load-bearing walls, Concrete frames, Comparative analysis, Design, resistance, standards.*

## ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTO.....	VIII
AGRADECIMIENTO.....	IX
DEDICATORIA .....	X
DEDICATORIA .....	XI
TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN .....	XII
ÍNDICE GENERAL.....	XV
INDICE DE TABLAS .....	XXI
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XXV
Introducción .....	1
Capítulo I.....	5
1 Generalidades.....	5
1.1 Antecedentes .....	5
1.2 Planteamiento del Problema.....	6
1.3 Justificación.....	9
1.4 Objetivos De La Propuesta.....	10
1.4.1 Objetivo General .....	10
1.4.2 Objetivos Específicos .....	10
1.5 Hipótesis.....	11
1.6 Variables .....	11
1.6.1 Variable Independiente.....	11
1.6.2 Variable Dependiente .....	11
1.7 Metodología .....	11
Capítulo II .....	13
2 Fundamentación Teórica.....	13

2.1	Construcción con Hormigón Armado .....	13
2.2	Sistema Estructural.....	13
2.3	Sistema Estructural Aporticado.....	14
2.3.1	Columna .....	14
2.3.2	Viga .....	15
2.3.3	Losa .....	15
2.3.4	Conexión Viga-Columna.....	15
2.4	Sistema Estructural de Muros Portantes .....	16
2.4.1	Muros Verticales .....	17
2.4.2	Elementos Horizontales.....	18
2.4.3	Características de los Muros Portantes de Hormigón Armado .....	18
2.4.4	Requisitos Básicos para una Buena Respuesta Sísmica .....	18
2.4.5	Continuidad Estructural.....	19
2.4.6	Ubicación de los Muros.....	19
2.4.7	Determinación de la Densidad de Muros Portantes en Planta.....	19
2.4.8	Efecto de esbeltez del muro.....	20
2.4.9	La capacidad nominal a cortante .....	21
2.5	Comparación de los Dos Sistemas Estructurales .....	22
2.6	Cargas.....	22
2.6.1	Carga Permanente (Carga Muerta).....	22
2.6.2	Carga Viva.....	22
2.6.3	Carga Sísmica.....	23
2.6.4	Combinaciones de Carga.....	23
2.7	Sismicidad.....	24
2.7.1	Cortante Basal .....	24

2.7.2	Factor de Importancia.....	24
2.7.3	Espectro de Diseño (Sa) .....	25
2.8	Derivas de Piso.....	41
2.9	Torsión .....	42
2.10	Índice de Estabilidad. ....	42
2.11	Modos de Vibración. ....	43
	Capítulo III.....	44
3	Diseño Estructural del Sistema Aporticado .....	44
3.1	Determinación de las cargas.....	44
3.1.1	Carga muerta .....	44
3.1.2	Carga viva.....	45
3.1.3	Carga sísmica.....	45
3.2	Modelo de la vivienda en el programa ETABS .....	49
3.2.1	Datos para el Modelamiento del sistema estructural .....	49
3.2.2	Proceso del Modelamiento .....	50
3.3	Predimensionamiento de Elementos Estructurales .....	62
3.4	Diseño de Losa.....	63
3.5	Ajuste del cortante basal .....	64
3.6	Diseño de Columnas .....	67
3.6.1	Primer piso Columna de 25x25 cm .....	67
3.6.2	Segundo piso Columna de 20x20 cm .....	72
3.6.3	Refuerzo transversal .....	77
3.7	Diseño de Vigas .....	78
3.8	Cálculo de Derivas .....	79
3.9	Cálculo de Torsiones.....	81

3.10	Índice de estabilidad .....	82
3.11	Rediseño de la estructura con el sistema de pórticos .....	83
3.11.1	Reajuste del cortante basal.....	83
3.11.2	Diseño de Columnas .....	86
3.11.3	Diseño de Vigas .....	101
3.11.4	Diseño de la Conexión Viga-Columna .....	113
3.11.5	Criterio Columna Fuerte – Viga Débil .....	119
3.11.6	Diseño de Losa Nervada en una Dirección.....	121
3.11.7	Cálculo de Derivas.....	126
3.11.8	Cálculo de Torsiones .....	127
3.11.9	Índice de estabilidad .....	128
3.11.10	Modos de Vibración.....	129
3.11.11	Control de Periodo de Vibración .....	129
	Capítulo IV.....	131
4	Diseño Estructural de Muros Estructurales .....	131
4.1	Determinación de las cargas.....	131
4.1.1	Carga muerta .....	131
4.1.2	Carga viva.....	131
4.1.3	Carga sísmica.....	131
4.2	Modelo de la vivienda en el programa ETABS .....	134
4.2.1	Datos para el Modelamiento del sistema estructural .....	134
4.2.2	Proceso del Modelamiento .....	134
4.3	Densidad de muros.....	151
4.4	Predimensionamiento de la losa.....	152
4.5	Predimensionamiento de muro portante.....	153

4.5.1	Espesor mínimo del muro.....	153
4.6	Ajuste del cortante basal .....	153
4.7	Cálculo de Derivas .....	156
4.8	Cálculo de Torsiones.....	156
4.9	Índice de estabilidad.....	157
4.10	Modos de Vibración .....	158
4.11	Diseño de muros portantes .....	158
4.11.1	Diseño por flexo-compresión.....	158
4.11.2	Análisis de confinamiento del muro .....	161
4.11.3	Verificación de las capas de refuerzo .....	161
4.11.4	Verificación a cortante.....	162
4.11.5	Efecto de esbeltez del muro .....	164
4.11.6	Refuerzo alrededor de aberturas .....	165
4.12	Diseño de losa.....	165
4.12.1	Chequeo a flexión .....	169
4.12.2	Chequeo por cortante .....	170
	Capítulo V.....	171
5	Presupuesto Y Análisis De Precios Unitarios.....	171
5.1	Presupuesto del Sistema Aporticado .....	171
5.2	Presupuesto del Sistema de Muros Portantes.....	172
5.3	Cronograma Valorado.....	172
5.3.1	Sistema de Pórticos.....	173
5.3.2	Sistema de Muros Portantes .....	174
	Capítulo VI.....	175
6	Análisis Y Comparación De Resultados.....	175

6.1	Estructural .....	175
6.1.1	Peso de la estructura .....	175
6.1.2	Coefficiente Corte basal.....	176
6.1.3	Periodo de vibración.....	176
6.2	Presupuesto .....	177
6.2.1	Estructural.....	177
6.3	Comparación .....	177
	Capítulo VII .....	180
7	Conclusiones y Recomendaciones.....	180
7.1	Conclusiones .....	180
7.2	Recomendaciones.....	184
	Referencias.....	185
	ANEXOS.....	190
	ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS .....	190
	VIVIENDAS EN 3D.....	207
	PLANOS .....	208

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Porcentajes de densidad de muros portantes.....	20
Tabla 2 Comparación de los dos sistemas constructivos .....	22
Tabla 3 Factor de importancia de acuerdo al uso de la estructura .....	25
Tabla 4 Valores de aceleración sísmica .....	29
Tabla 5 Clasificación de los perfiles de suelo .....	30
Tabla 6 Tipo de suelo y Factores de sitio $F_a$ .....	31
Tabla 7 Tipo de suelo y Factores de sitio $F_d$ .....	31
Tabla 8 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico $F_s$ .....	32
Tabla 9 Coeficiente R para sistemas duales.....	32
Tabla 10 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles y otros sistemas	33
Tabla 11 Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada...	33
Tabla 12 Valores del coeficiente $C_t$ y $\alpha$ .....	34
Tabla 13 Configuraciones estructurales recomendadas .....	36
Tabla 14 Configuraciones estructurales no recomendadas .....	37
Tabla 15 Coeficientes de irregularidad en planta.....	38
Tabla 16 Coeficientes de irregularidad en elevación .....	39
Tabla 17 Valores de deriva máxima.....	41
Tabla 18 Carga Muerta de la estructura del Piso 1 .....	44
Tabla 19 Carga Muerta de la estructura del Piso 1 .....	45
Tabla 20 Story Forces .....	45
Tabla 21 Determinación de los coeficientes para el espectro de respuesta....	46
Tabla 22 Valores de los factores para el cálculo de $S_a$ .....	49
Tabla 23 Valores necesarios para el cálculo del Cortante Basal.....	64
Tabla 24 Cortante Basal para el tipo de suelo c .....	65

Tabla 25 Comparación del Cortante basal estático y cortante basal dinámico en sentido X .....	65
Tabla 26 Comparación del Cortante basal estático y cortante basal dinámico en sentido Y .....	65
Tabla 27 Verificación del cortante basal en el programa en el sentido X.....	67
Tabla 28 Verificación del cortante basal en el programa en el sentido Y.....	67
Tabla 29 Momentos y cargas P en columnas .....	68
Tabla 30 Momentos y cargas P en columnas .....	73
Tabla 31 Verificación del As .....	78
Tabla 32 Verificación de la cuantía mínima .....	79
Tabla 33 Derivas inelásticas con sismo en dirección X.....	80
Tabla 34 Derivas inelásticas con sismo en dirección Y .....	80
Tabla 35 Irregularidad torsional con sismo en dirección X.....	81
Tabla 36 Irregularidad torsional con sismo en dirección Y .....	81
Tabla 37 Índice de estabilidad con sismo en dirección X.....	82
Tabla 38 Índice de estabilidad con sismo en dirección Y .....	82
Tabla 39 Verificación del cortante basal.....	83
Tabla 40 Cortante basal distribuido por pisos .....	84
Tabla 41 Comparación del Cortante basal estático y cortante basal dinámico en sentido X .....	84
Tabla 42 Comparación del Cortante basal estático y cortante basal dinámico en sentido Y .....	84
Tabla 43 Verificación del cortante basal en el programa en el sentido X.....	86
Tabla 44 Verificación del cortante basal en el programa en el sentido Y.....	86
Tabla 45 Momentos y Cargas P en columnas .....	87

Tabla 46 Momentos y Cargas P en columnas .....	95
Tabla 47 Verificación del cumplimiento de $A_s > A_{smin}$ .....	102
Tabla 48 Verificación de la cuantía balanceada.....	103
Tabla 49 Verificación del cumplimiento de $A_s > A_{smin}$ .....	108
Tabla 50 Verificación de la cuantía balanceada.....	109
Tabla 51 Derivas inelásticas con sismo en dirección X.....	126
Tabla 52 Derivas inelásticas con sismo en dirección Y.....	127
Tabla 53 Irregularidad torsional con sismo en dirección X.....	127
Tabla 54 Irregularidad torsional con sismo en dirección Y.....	128
Tabla 55 Irregularidad torsional con sismo en dirección Y.....	128
Tabla 56 Índice de estabilidad con sismo en dirección Y.....	129
Tabla 57 Modal Participating Mass Ratios .....	129
Tabla 58 Control del periodo de vibración de los modos de vibración .....	129
Tabla 59 Carga muerta de la estructura del piso 1 .....	131
Tabla 60 Story Force.....	132
Tabla 61 Determinación de los coeficientes para el grafico de espectro de respuesta .....	132
Tabla 62 Valores de los factores para el cálculo de $S_a$ .....	134
Tabla 63 Densidad de muros.....	151
Tabla 64 Valores necesarios para el cálculo del Cortante Basal.....	153
Tabla 65 Cortante Basal para el tipo de suelo.....	153
Tabla 66 Comparación del Cortante basal estático y cortante basal dinámico en sentido X .....	154
Tabla 67 Comparación del Cortante basal estático y cortante basal dinámico en sentido Y .....	154

Tabla 68 Verificación del cortante basal en el programa en el sentido X....	155
Tabla 69 Verificación del cortante basal en el programa en el sentido Y....	155
Tabla 70 Verificación del cortante basal en el programa en el sentido Y....	156
Tabla 71 Derivas inelásticas con sismo en dirección Y .....	156
Tabla 72 Irregularidad torsional con sismo en dirección X .....	156
Tabla 73 Irregularidad torsional con sismo en dirección Y .....	157
Tabla 74 Índice de estabilidad con sismo en dirección X .....	157
Tabla 75 Índice de estabilidad con sismo en dirección Y .....	157
Tabla 76 Modal Participating Mass Ratios .....	158
Tabla 77 Fuerzas que actúan en el muro analizado.....	159
Tabla 78 Coeficientes de momentos en losas macizas bidireccionales .....	166
Tabla 79 Presupuesto Estructural para la vivienda con Sistema Aporticado	171
Tabla 80 Presupuesto Estructural para la vivienda con Muros Portantes ....	172
Tabla 81 Presupuesto de las viviendas construidas en un lapso de 6 meses	179
Tabla 82 Presupuesto de dos viviendas construidas .....	179
Tabla 83 Presupuesto de doce viviendas construidas .....	179
Tabla 84 Resumen comparativo.....	180

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Espectro de diseño .....	26
Figura 2 Mapa de zonificación sísmica.....	29
Figura 3 Espectro de respuesta NEC-15 .....	47
Figura 4 Espectro de diseño NEC-15.....	48
Figura 5 Creación de grilla.....	50
Figura 6 Cambio de unidades.....	50
Figura 7 Creación de material con la resistencia a utilizar $f'c$ 210kg/cm <sup>2</sup> ....	51
Figura 8 Colocación del tipo de material y secciones de columnas.....	51
Figura 9 Colocación de la inercia de columnas .....	52
Figura 10 Columnas dibujadas en el programa.....	52
Figura 11 Colocación del tipo de material y secciones de la viga .....	53
Figura 12 Colocación de la inercia de vigas .....	53
Figura 13 Selección del tipo de elemento viga .....	54
Figura 14 Vigas dibujadas en el programa.....	54
Figura 15 Empotramientos de la estructura .....	54
Figura 16 Creación de peso cero.....	55
Figura 17 Creación de la losa.....	56
Figura 18 Losa dibujada en el programa.....	56
Figura 19 Creación de los diafragmas para cada piso.....	57
Figura 20 Colocación de los diafragmas para cada piso .....	57
Figura 21 Patrones de carga .....	58
Figura 22 Aplicación de la carga muerta 0.641 Ton/m <sup>2</sup> - primer piso .....	58
Figura 23 Aplicación de la carga muerta 0.250 Ton/m <sup>2</sup> - segundo piso .....	58
Figura 24 Aplicación de la carga viva 0.2 Ton/m <sup>2</sup> para el primer piso.....	59
Figura 25 Aplicación de la carga viva 0.075 Ton/m <sup>2</sup> para el primer piso.....	59

Figura 26 Ingreso del espectro de diseño.....	59
Figura 27 Colocación del nombre del espectro.....	60
Figura 28 Ingreso del espectro de diseño en el programa.....	60
Figura 29 Colocación de NEC-15 en U1 y U2 .....	61
Figura 30 Combinaciones de carga.....	61
Figura 31 Masa participativa.....	62
Figura 32 Estructura modelada en el Etabs.....	62
Figura 33 Requisitos mínimos para estructuras de dos pisos con luces de hasta 5 metros.....	63
Figura 34 Diseño de losa.....	64
Figura 35 Diseño de losa.....	68
Figura 36 Diagrama de Interacción para Diseño de Columnas $F_y=4200$ $\text{Kg/cm}^2, F'_c < 350 \text{ Kg/cm}^2$ y $d/h=0.9$ .....	71
Figura 37 Momentos máximos de la columna combinación Envolvente .....	73
Figura 38 Diagrama de Interacción para Diseño de Columnas $F_y=4200$ $\text{Kg/cm}^2, F'_c < 350 \text{ Kg/cm}^2$ y $d/h=0.9$ .....	76
Figura 39 Momentos máximos de la columna combinación Envolvente .....	87
Figura 40 Diagrama de Interacción para Diseño de Columnas $F_y=4200$ $\text{Kg/cm}^2, F'_c < 350 \text{ Kg/cm}^2$ y $d/h=0.9$ .....	90
Figura 41 Diagrama de interacción.....	93
Figura 42 Sección de la columna .....	94
Figura 43 Momentos máximos de la columna combinación Envolvente .....	94
Figura 44 Diagrama de Interacción para Diseño de Columnas $F_y=4200$ $\text{Kg/cm}^2, F'_c < 350 \text{ Kg/cm}^2$ y $d/h=0.9$ .....	97
Figura 45 Diagrama de interacción.....	100

Figura 46 Sección de la columna .....	101
Figura 47 Viga de diseño .....	101
Figura 48 Sección de la viga .....	106
Figura 49 Viga de diseño .....	107
Figura 50 Sección de la viga .....	112
Figura 51 Conexión viga-columna del primer piso parte exterior .....	113
Figura 52 Conexión viga-columna del primer piso parte interior.....	114
Figura 53 Conexión viga-columna del segundo piso parte exterior .....	116
Figura 54 Conexión viga-columna del segundo piso parte interior .....	117
Figura 55 Área de acero calculado para los nervios de la losa .....	123
Figura 56 Numero de varillas que cumplen con el área de acero calculado en los nervios de la losa .....	124
Figura 57 Espectro de respuesta NEC-15 .....	132
Figura 58 Espectro de diseño NEC-15.....	133
Figura 59 Creación de grilla.....	135
Figura 60 Cambio de unidades.....	135
Figura 61 Colocación de los valores del hormigón.....	136
Figura 62 Creación del muro.....	136
Figura 63 Modificación de las inercias de los muros.....	137
Figura 64 Estructura modelada con muros portantes.....	137
Figura 65 Colocación de los empotramientos de la estructura .....	138
Figura 66 Creación de la losa.....	138
Figura 67 Dibujo de la estructura con la losa.....	139
Figura 68 Creación de patrones de carga .....	139
Figura 69 Colocación de la masa participativa .....	140

Figura 70 Carga muerta aplicada a la estructura para el piso 1 .....	140
Figura 71 Carga muerta aplicada a la estructura para el piso 2 .....	141
Figura 72 Carga viva aplicada a la estructura para el piso 1 .....	141
Figura 73 Carga viva aplicada a la estructura para el piso 2 .....	142
Figura 74 Colocación de los diafragmas .....	142
Figura 75 Aplicación del diafragma en el piso 1 .....	143
Figura 76 Aplicación del diafragma en el piso 2 .....	143
Figura 77 Ingreso del espectro al programa.....	143
Figura 78 Colocación de los datos del espectro de respuesta .....	144
Figura 79 Datos del espectro ingresados en el programa.....	144
Figura 80 Casos de carga .....	145
Figura 81 Modificación del Dx .....	145
Figura 82 Modificación del Dy .....	146
Figura 83 Combinaciones de carga .....	146
Figura 84 Dibujo de las secciones de ventanas de los muros .....	147
Figura 85 Dibujo de las secciones de ventanas y puertas de los muros .....	147
Figura 86 Carga viva aplicada a la losa del primer piso .....	147
Figura 87 Carga viva aplicada a la losa del segundo piso.....	148
Figura 88 División de los muros .....	148
Figura 89 Estructura con muros portantes divididos.....	149
Figura 90 Estructura con muros portantes divididos.....	149
Figura 91 Estructura con muros portantes divididos.....	150
Figura 92 Asignación de Spandrel .....	150
Figura 93 Dimensiones para predimensionamiento de losa.....	152
Figura 94 Diagrama de interacción del eje x .....	159

Figura 95 Diagrama de interacción del eje Y.....	160
Figura 96 Sección de losa analizada .....	165
Figura 97 Cronograma Valorado para la vivienda de pórticos .....	173
Figura 98 Cronograma Valorado para la vivienda de muros portantes .....	174
Figura 99 Valores del Peso Total de los dos Sistemas Estructurales.....	175
Figura 100 Valores del cortante basal de los dos Sistemas Estructurales....	176
Figura 101 Valores de Periodo- Vibración de dos Sistemas Estructurales..	176
Figura 102 Valores de Costo de los dos Sistemas Estructurales para una vivienda .....	177
Figura 103 Número de viviendas construidas por el lapso de 6 meses.....	177

## Introducción

Este trabajo consiste en analizar y diseñar dos sistemas de construcción uno con el sistema de pórticos de hormigón armado y otro con muros portantes de hormigón armado, modelando una vivienda de dos plantas en el programa ETABS aplicando los dos métodos constructivos mencionados anteriormente, como plantea Carphio Martínez y Estrada Aguayo (2017) será necesario determinar las diferencias o una comparación técnica y económica del mismo, junto con los rendimientos de mano de obra en los dos sistemas de construcción.

En la opinión de Chillagana Anaguano (2013) y Freire Veloz and Saltos Pacheco (2015) el Ecuador debido al acelerado crecimiento poblacional, se ha visto en la necesidad de buscar nuevos sistemas constructivos que den a las personas seguridad, menores costos y tiempo de ejecución y por ende que estas tenga una adecuada calidad de vivienda.

Torres Beltrán (2013) indica que el sistema constructivo tradicional aporticado de hormigón armado es el más conocido y el que tiene mayor aceptación en nuestro medio, así mismo sugiere que existen otros sistemas como es el de paredes portantes el cual puede tener una mejor respuesta y aceptación para la ejecución de viviendas, siempre y cuando sean construidos de acuerdo a sus especificaciones técnicas.

Las personas optan por el sistema aporticado debido a que desconocen los avances que existen en la rama de la construcción, existen materiales innovadores y métodos constructivos que pueden beneficiarlos al momento de construir una vivienda familiar.

Maldonado Cueva and Terán Díaz (2014) y Gomez Cardenas (2017) nos expresan que el sistema de pórticos utilizado tradicionalmente es aquel que consta de vigas, columnas y losas, estos elementos forman marcos espaciales con un entrepiso

apoyado en las vigas, el entrepiso y las vigas deben estar conectados de manera adecuada para que transmitan las cargas tanto verticales como sísmicas a la cimentación.

Pazmiño Lescano (2018) y Pinales Clavijo and Prehn Garcés (2014) afirman que: Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo Vivienda, el sistema de muros portantes de hormigón armado es un sistema rígido. Estos edificios no constan de columnas y tienen refuerzo de malla electro-soldada. De la misma forma Acebo Castro (2016) nos manifiesta que el encargado de soportar y dirigir las fuerzas hacia la cimentación es el muro en si, tal y como lo describe la norma anteriormente citada.

Caraguay Salinas (2018) nos indica que el objetivo principal es realizar el análisis de una vivienda de dos pisos con un sistema estructural de pórticos resistentes a momentos versus otra con muros portantes, mediante el uso de un software estructural Etabs, para verificar el comportamiento de las estructuras implantadas en una zona sísmica y el cumplimiento de la NEC. Desde el punto de vista de Barros Bastidas y Peñafiel Plazarte (2015) se analizará sistemas alternativos al aporricado, con el fin de demostrar que estos tienen mejor comportamiento sísmico para así establecerlos como sistemas de construcción alternativos en nuestro medio.

Para el análisis comparativo se tomará en cuenta una vivienda de dos plantas que cumpla con los requisitos establecidos en la norma, podemos citar los trabajos de Chasi Benavides (2016) y Jaramillo Barriga (2009) quienes concuerdan en que los dos sistemas estructurales que se analizan deben satisfacer la mayor parte de las necesidades del usuario y que garanticen seguridad, menores costos y tiempo de ejecución, funcionalidad y calidad de la vivienda unifamiliar.

Los sistemas estructurales escogidos deben ser analizados mediante el software Etabs, Campaña Guarderas (2015) señala que este programa está desarrollado para el diseño estructural de edificios y análisis del mismo, el cual brinda herramientas que permiten el diseño de estructuras de un piso o de gran altura, para que nos permita conocer cómo se comportará la estructura de acuerdo a los dos sistemas constructivos con los que fueron modelados.

El tema que se está estudiando es de relevancia para investigadores que comparten la misma línea de investigación y que buscan los mismos objetivos, entre ellos están Zambrano Pico (2017), SOJOS (2015) y Callejas Montero (2018) quienes realizan el análisis comparativo de costos y tiempo de ejecución con sistemas alternativos al que se utiliza tradicionalmente en construcción logrando así viviendas a bajos costos, es decir, que en el análisis técnico-económico entre los sistemas a analizar se toman en cuenta variables como el tiempo y el costo para el desarrollo de estas viviendas.

Tal como Aquino Nicolas (2019) y Julián Carrillo, Barrera-Peñaloza, y Acosta (2014) comparten que la solución adecuada para viviendas tanto de interés comercial como social, es el sistema de muros portantes de concreto, ya que ofrecen rapidez de construcción, economía y sostenibilidad.

Por otra parte Caguete Paredes (2013) nos menciona que una de las ventajas que presenta el sistema de muros portantes es el ahorro significativo que se tiene y el tiempo de construcción, que puede lograr una gran aceptación en la construcción como un sistema novedoso y beneficioso.

Entre las desventajas que puede argumentar Medina Yaguana (2016) se menciona que la diferencia entre piso en el diseño estructural no puede exceder más allá de lo estipulado en la norma y el sistema de muros portantes se existen limitaciones

en cuanto a las modificaciones que se le pueden realizar al plano arquitectónico para la distribución de los espacios en el interior de la vivienda .

El desarrollo que se busca en la provincia de Santa Elena estaría basado en nuevos sistemas de construcción que tengan bases sustentadas para que sea implementada en nuestro medio. Es así que autores como Villa Ramos and Sagñay Novay (2014), Cedeño (2015) y Cabrera (2015) buscan introducir estos temas de investigación en el ámbito de la construcción indicando el tiempo de ejecución y reducción de costos en las viviendas comparadas.

Para el diseño se tomará en cuenta las normativas de la NEC-SE-VIVIENDA (2015a) ACI-318 (2019) y Alvear Sanailan and Ruales Silvers (2014) en donde se señala el diseño de columnas, vigas y losas de acuerdo al número de pisos de la vivienda así mismo las especificaciones de los materiales y el refuerzo que deben tener los elementos estructurales para que tengan un adecuado funcionamiento.

Aguirre Almache y Zúñiga Chimbo (2019) afirman que existen muchas innovaciones en cuanto a la construcción que aún no se ponen en práctica en Ecuador, sin embargo, se debe explotar aquellas innovaciones que generen mejor rendimiento y que a su vez reduzcan los tiempos de ejecución, con una mejor respuesta sísmica y disminuyendo costos y por otra parte Ortiz Naveda (2012) destaca que las nuevas ideas arquitectónicas deben estar ligadas a un diseño estructural de alta calidad y eficacia que ofrezca soluciones concretas y que estas a su vez estén proyectadas a crear estructuras modernas e innovadoras.

## Capítulo I

### Generalidades

#### 1.1 Antecedentes

El ser humano en búsqueda de nuevos avances en el ámbito de la construcción ha diseñado nuevos sistemas constructivos que permiten escoger diferentes alternativas al momento de diseñar y construir. Un primer trabajo corresponde a Medina Yaguana (2016) quien en su tesis denominada “COMPARAR EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIVIENDAS MODELO ENTRE LAS URBANIZACIONES CIUDAD PALMERA Y CIUDAD VERDE DE LA CIUDAD DE MACHALA” este trabajo realiza una comparación entre un sistema constructivo de muros portantes y un sistema tradicional y se verifica mediante el software SAP2000 que ambos métodos constructivos están acordes con la norma ecuatoriana de la construcción.

En el trabajo de titulación de Barros Bastidas and Peñafiel Plazarte (2015) quienes en su tesis denominada “ANÁLISIS COMPARATIVO ECONÓMICO-ESTRUCTURAL ENTRE UN SISTEMA APORTICADO, UN SISTEMA APORTICADO CON MUROS ESTRUCTURALES Y UN SISTEMA DE PAREDES PORTANTES, EN UN EDIFICIO DE 10 PISOS” demuestra que el sistema de muros de corte y de paredes portantes son los más efectivos para la ejecución del proyecto.

Un último trabajo es el de Freire Veloz y Saltos Pacheco (2015) quienes en su tesis denominada “ANÁLISIS COMPARATIVO DE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS: TRADICIONAL Y SISTEMA DE MUROS PORTANTES, PARA UN PROYECTO DE CONDOMINIOS DE INTERÉS SOCIAL EN LA CIUDAD DE DURÁN” comparten resultados a favor del sistema de muros portantes concluyendo que es más económico y eficaz el sistema de muros portantes que el sistema tradicional.

Las investigaciones nombradas anteriormente sirvieron de base para los criterios de diseño expuestos en el presente trabajo, así como del análisis comparativo y económico de los dos sistemas de construcción. Esta recopilación bibliográfica de estudios anteriores tiene como objetivo ofrecer a los investigadores del área de estudio un acercamiento a los temas de su interés y detectar la existencia de algunas líneas de investigación común para el estudio. En este sentido las investigaciones mostradas anteriormente buscan establecer nuevas alternativas de construcción demostrando la efectividad de cada una de ellas a partir del diseño de viviendas o edificaciones que son de utilidad social.

## **1.2 Planteamiento del Problema**

Hoy en día en el ámbito constructivo es frecuente ver edificaciones en la Provincia de Santa Elena que han sido construidas con pórticos de hormigón armado y según Caguete Paredes (2013) actualmente el entorno en que se encuentra el sector de la construcción exige más competitividad, razón por la que debería analizarse otros sistemas constructivos que garanticen menor tiempo de ejecución, costos y requisitos técnicos adecuados en las viviendas, uno de estos sistemas es el que se está analizando en este proyecto como es el sistema constructivo de muros portantes.

La mayoría de las viviendas de la provincia de Santa Elena muestran un diseño de la edificación basado en una estructura con un Sistema de Pórticos de Hormigón Armado, se utiliza este sistema debido a la resistencia a la compresión que le brinda el hormigón a la estructura. Tal como lo hace notar Caguete Paredes (2013) en la actualidad se puede encontrar sistemas de construcción novedosos como lo es el de muros portantes, en el que se simplifican los procesos de ejecución que puede ser utilizado en viviendas y edificios de gran altura.

En la provincia de Santa Elena los métodos de construcción no han variado de manera significativa ya que en la mayoría de estas construcciones aplican el sistema de pórticos de hormigón armado, debido al desconocimiento de otros sistemas constructivos que presenten mejores técnicas y costos de construcción, por lo que es necesario proponer un estudio y diseño de una vivienda de dos plantas que compare estos dos sistemas de construcción para compararlos técnica y económicamente, para comprender el comportamiento de las estructuras y obtener ventajas que brinden una opción adicional antes de construir una vivienda.

Desde el punto de vista de Pinales Clavijo y Prehn Garcés (2014) el sistema de muros portantes suele ser utilizado en viviendas de interés social, estas se identifican por tener una pantalla de hormigón delgada y estar reforzadas con varillas corrugadas en los extremos y malla electro-soldada en el centro. Esto es lo que le otorga una gran resistencia, junto con su factibilidad constructiva lo que lo convierte en un sistema ideal para vivienda, el problema radica en la perspectiva que se tiene respecto al costo de construcción en comparación con el sistema tradicional efectuado en la actualidad en la provincia de Santa Elena.

El sistema de muros portantes de hormigón armado no se emplea mucho en la actualidad por desconocer las ventajas que puede brindar, de acuerdo con Barragán y Cevallos (2016) en todos los sistemas estructurales se debe tener en cuenta varios componentes como es el uso que va a tener la vivienda, la funcionabilidad que van a tener los elementos estructurales, así mismo los materiales que incluyen los dos sistemas de construcción propuestos.

Las edificaciones deben estar diseñadas para satisfacer las necesidades de la sociedad teniendo en cuenta el costo y seguridad de la estructura. Teniendo en cuenta a Barragán y Cevallos (2016) quienes indican que en el instante que se va a diseñar

una estructura se debe establecer un análisis técnico y económico considerando los detalles y requerimientos que va a tener la estructura para así lograr una vivienda resistente, dúctil y estable. Por lo que se realiza el diseño de una vivienda de dos plantas para un posterior análisis, que será más factible al momento de realizar una construcción en la provincia de Santa Elena. Exponiendo cada uno de los factores que engloba la realización de un diseño de una estructura y determinando el costo beneficio de cada sistema constructivo. Con ello se brindará una perspectiva diferente de los modelos de construcción antiguos e introduciendo un sistema de mejor calidad basado en un análisis eficaz.

En la actualidad la construcción ha cambiado apareciendo así nuevas formas y técnicas para mejorar la vivienda, pero el problema radica en que estas nuevas técnicas no son adoptadas con frecuencia por los constructores, ya que se tiene desconocimiento de las mejoras que podría generarse a raíz de estas nuevas técnicas. Según Barros Bastidas y Peñafiel Plazarte (2015) la posibilidad de que el diseño de viviendas con muros portantes se establezca como una alternativa sustentable depende mucho del estudio y posterior análisis que se le realice, los responsables de ejecutar un proyecto toman en cuenta varias alternativas que consideran adecuadas dependiendo del costo, tiempo y seguridad de los usuarios de las viviendas.

El proyecto busca establecer un análisis comparativo de la parte técnica y económica de una vivienda de dos plantas en la provincia de Santa Elena para fomentar que este sistema de construcción sea introducido en este ámbito, considerando lo importante que sería para el desarrollo social de la provincia y de la misma forma se puede preservar la seguridad de ellos.

Por lo tanto, el establecer similitudes y diferencias entre los dos sistemas de construcción expuestos en este proyecto permitirá determinar las conclusiones que

definen el problema y que servirán de guía para futuras mejoras. En el país se está mejorando constantemente y el análisis que se lleva a cabo a partir de investigaciones anteriores interviene mucho en el desarrollo de proyectos de edificación. Acebo Castro (2016) argumenta que este análisis es uno de los pasos más importantes para el diseño de una vivienda y es el responsable para la selección de los materiales de construcción por lo tanto hace que esta estructura sea resistente y segura, y que por consiguiente el dinero sea usado eficientemente en la construcción de una vivienda de dos plantas tanto para el diseño de pórticos de hormigón armado y el de muros portantes de hormigón armado.

### **1.3 Justificación**

Esta investigación se llevará a cabo con la finalidad de estudiar dos sistemas estructurales el sistema de pórticos y el de muros portantes, determinando cuál será el más eficaz en comportamiento y nivel económico. A partir de allí, interesa poder determinar qué ventajas y desventajas aporta cada uno. Para el modelamiento correcto de una estructura se suele enfocar tres parámetros principales de mucho interés como lo mencionan Barros Bastidas y Peñafiel Plazarte (2015)

Barros Bastidas y Peñafiel Plazarte (2015) añade que primero se obtiene un bosquejo arquitectónico realizado por los arquitectos, son los ingenieros los encargados de calcular dimensiones de los elementos estructurales, tipos de refuerzos que se deben colocar y como serán ubicados de acuerdo al plano arquitectónico.

Barros Bastidas y Peñafiel Plazarte (2015) continua que el segundo parámetro es el diseño estructural para confrontar cualquier escenario, el reglamento del Código ACI-318 (2019) plantea que se debe realizar diseños y chequeos especiales para que la estructura pueda disipar energía ante algún evento y que esta energía se distribuya a todos sus miembros evitando el colapso.

Barros Bastidas y Peñafiel Plazarte (2015) finalizan que el tercer parámetro es el control y la fiscalización de la construcción, para el control se debe llevar un buen detalle estructural para que no existan deficiencias al momento de un evento sísmico, en lo que respecta a fiscalización, las personas se preocupan por caracteres superficiales, más no por la seguridad estructural que tenga la vivienda que son detalles de suma importancia para la buena seguridad de los ocupantes.

Entonces, es necesario recurrir a otras alternativas para observar el comportamiento que aporta cada sistema y así verificar qué método constructivo aporta seguridad cuando esté habitado. Si uno de estos dos métodos planteados anteriormente aporta buenos resultados en su aplicación, es posible que se abran nuevas investigaciones para optimizar tiempo y costo de viviendas.

El tema es de importancia debido a que las construcciones a menudo cambian y los materiales actualizan sus costos lo que conlleva a que los sistemas constructivos cambien según la conveniencia de los usuarios.

## **1.4 Objetivos De La Propuesta**

### ***1.4.1 Objetivo General***

Analizar el comportamiento estructural de una vivienda de dos pisos diseñada con pórticos de hormigón armado y una de muros portantes de hormigón armado en la provincia de Santa Elena con el fin de compararlas técnica y económicamente.

### ***1.4.2 Objetivos Específicos***

- Modelar una vivienda de dos plantas aplicando los dos sistemas propuestos.
- Determinar el comportamiento de las estructuras.
- Realizar comparaciones técnicas de la estructura con los dos sistemas propuestos para determinar cuál es el más efectivo.

- Realizar un análisis comparativo en costos de la estructura con los dos sistemas propuestos para determinar cuál es más económico.

## **1.5 Hipótesis**

El diseño de viviendas a gran escala con muros portantes de hormigón armado será mejor que el de pórticos de hormigón armado considerando las ventajas que tienen ambos sistemas, realizando una comparación técnica y tomando en cuenta el factor económico para su realización.

## **1.6 Variables**

### ***1.6.1 Variable Independiente***

Diseño de una vivienda de dos plantas con pórticos de hormigón armado y una de muros portantes de hormigón armado.

### ***1.6.2 Variable Dependiente***

Para la realización de este estudio se debe analizar una vivienda de dos plantas comparando técnica y económicamente los dos sistemas de construcción establecidos en el diseño, en cumplimiento con las normas.

## **1.7 Metodología**

Para el modelamiento de la estructura que se realizará con el programa ETABS que es un software innovador para diseñar estructuras y en base a este analizar su comportamiento de acuerdo a sus cargas aplicadas, materiales y elementos, facilitando resultados de posibles deformaciones en el elemento por las distintas combinaciones que se le aplique.

Adicional recabar la suficiente información a analizar en cada sistema y establecer el costo total de la estructura, para ellos determinar el costo de cada uno de los elementos que satisfacen la misma. Cada elemento a utilizar tiene un costo al que

se llamará rubro que incluye mano de obra, materiales y equipos, el análisis de los precios unitarios para los rubros del diseño de cada sistema estructural se basa en los precios referenciales publicados.

Una vez creadas las estructuras con esta información, se procederá a realizar un análisis del comportamiento de dicha estructura y comparar así creando un contexto sobre las ventajas y desventajas que aportó cada sistema. Basándose también en los requerimientos, características y especificaciones que explica la Norma Ecuatoriana de la Construcción para destinar nuestra construcción de manera sostenible.

Para el diseño de las columnas, vigas y nudos se utilizará el reglamento del ACI-318 (2019) para estructuras de hormigón armado. Además de las secciones que describen los parámetros para diseño de los muros estructurales de hormigón armado. Estas normativas permiten establecer un correcto diseño de las viviendas de hormigón armado con ambos sistemas constructivos.

## Capítulo II

### Fundamentación Teórica

#### 2.1 Construcción con Hormigón Armado

Como expresa Correa Vallejo y Machado Salazar (2012) que al referirse a tecnología del hormigón armado, se comprende como la implementación de construcciones de hormigón combinados con sistemas de mampostería existentes en el medio. En el Ecuador la realidad conlleva a diferenciar dos tipos de estructuras en hormigón armado: las que realmente son y las que aparentan serlo. En medio de las construcciones más relevantes, incluyéndose varios de ellos bloques multifamiliares, y la mayor parte de casas de los sectores modernos; son en realidad de hormigón armado, puesto que cumplen tanto en el bosquejo como en la creación con las normas mínimas establecidas por el código que corresponde. Una correcta selección del sistema, dejará desarrollar una estructura que no solo se desempeñe con los requisitos funcionales y estéticos, sino que además explote el mayor de los beneficios especiales del concreto reforzado.

#### 2.2 Sistema Estructural

Según Marshall (1995) define como sistema estructural a los elementos capaces de soportar cargas sin que exista una deformación excesiva de una de las partes con respecto a otra. Por ello la función de una estructura consiste en transferir las fuerzas de un punto a otro en el espacio, resistiendo su aplicación sin perder la estabilidad.

De acuerdo a la definición anterior un sistema estructural está conformado por un conjunto de elementos que articulan a un cuerpo, este es un soporte básico de una estructura total que transmite fuerzas hacia una cimentación. Ambos sistemas estructurales a estudiar en este trabajo, aperticado y de muros portantes son hechos

con hormigón armado, están diseñados para cumplir un objetivo y actuar conforme a su necesidad. Claro que teniendo en cuenta su forma geométrica, materiales, uniones de los elementos, condiciones de cargas, proceso de construcción, costo.

De acuerdo a las particularidades del país y su zona sísmica, es preciso desarrollar sistemas estructurales capaces de resistir de forma segura un evento sísmico y así solventar la vida de los habitantes.

### **2.3 Sistema Estructural Aporticado**

Londoño Mendez (2019) y Lasso Martínez and Pillajo Tello (2020) aportan definiéndolo como un sistema estructurado por la unión de vigas, columnas y losas de hormigón armado, ensamblados por nudos rígidos que ceden momentos y cargas axiales hacia las columnas. Las cargas en este sistema se distribuyen en este orden losas, vigas, columnas y posteriormente a la cimentación, por lo que si no existe una correcta distribución va a tender a fallar.

#### **2.3.1 Columna**

Elemento fundamental y estructural destinado a soportar fuerzas de compresión y flexión a su vez transmitir cargas de la estructura al cimiento. Maldonado Cueva y Terán Díaz (2014) manifiesta que la columna es el componente donde la compresión es el primordial elemento que determina el comportamiento del factor, es por esto que la geometría es imprescindible para que logre resistir la compresión que se le aplica, de igual manera la resistencia de la columna reduce por efectos de la combinación de deformaciones con carga, este impacto se llama esbeltez y es fundamental debido a que la manera de fallar es dependiente la esbeltez.

**Diagrama de interacción.** Tal como lo menciona Flores Constante y Reyes Vera (2020) los diagramas de interacción nos ayudan a analizar la resistencia de los

elementos como son las columnas y muros que se encuentran sometidos a cargas axiales  $P$  y momentos  $M$  para distintas combinaciones de carga.

### **2.3.2 Viga**

Normalmente la viga es un elemento que transmite las cargas tributarias de una losa hacia las columnas y forman una parte importante en un evento sísmico como es su resistencia y rigidez, así lo describe Jaramillo Barriga (2009).

Citando a Aguirre Almache y Zúñiga Chimbo (2019) comentan que la viga es un factor constructivo estructural lineal que trabaja primordialmente a flexión, aguantan esfuerzos de flexión ocasionando tensiones de tracción en las fibras inferiores y tensiones de compresión en las fibras superiores.

### **2.3.3 Losa**

Como plantea Jaramillo Barriga (2009) es un elemento estructural bidimensional, las cargas que intervienen sobre las losas son perpendiculares al plano principal. El tipo de losa va a depender de los materiales y su configuración como están las losas macizas y aligeradas. Las macizas son construidas en espacios pequeños, todo su volumen es relleno en cambio las aligeradas o alivianadas son fabricadas dejando espacios bajo su cara inferior de como que como su nombre mismo lo indica sean más livianas y se usan en zonas más grandes con una distancia mayor entre apoyos. Adicional las losas también se pueden clasificar por el tipo de apoyo, dirección de trabajo, forma estructural, por su construcción y ubicación.

### **2.3.4 Conexión Viga-Columna**

En el Código ACI-318 (2019), sección 15.1 Alcance “Un nudo es la porción de una estructura común a miembros que se interceptan, donde la conexión está compuesta por el nudo y parte de los miembros adyacentes”.

De acuerdo con Andrade y Leonardo (2013) existen varios tipos de nudos con referencia a su geometría, interiores, exteriores y esquineros que pueden ser de piso intermedio o de cubierta.

Barros Bastidas y Peñafiel Plazarte (2015) enfatiza que en el sistema aporticado la conexión o nudo debe ser idóneo de poder soportar fuerzas a las cuales estará subordinado a presentar durante un suceso de sismo con la finalidad de que sus otros elementos no lleguen a presentar fallas, caso contrario se pondrá en riesgo la seguridad de los habitantes debido a que no existe una buena disipación de energía.

#### **2.4 Sistema Estructural de Muros Portantes**

Desde la posición de Pinales Clavijo y Prehn Garcés (2014) los muros portantes son construcciones que transmiten y resisten cargas gravitacionales y cargas sísmicas. En la situación de viviendas, primordialmente de interés social, se frecuenta usar muros portantes de ductilidad reducida. Dichos se caracterizan por tener una pantalla de hormigón delgada con un espesor principalmente entre 10 y 15cm, además permanecen reforzados con varillas corrugadas en los extremos sin confinamiento y en el centro con malla electro-soldada o varillas. Esto les da una gran resistencia y, con su facilidad constructiva, los convierte en un sistema ideal para casas.

Las paredes o muros estructurales de hormigón armado, denominados además muros de corte o pantallas, son recursos que proporcionan monumental rigidez lateral y ayudan a resistir las cargas gravitacionales en las estructuras. Conforme con la disposición de las paredes de este sistema Caguante Paredes (2013) señala que se puede formar un elemento de diversas características, al que de manera general se denomina sistema tipo cajón, el cual permite que las paredes que cumplen la función de ser divisiones para conceptualizar los ambientes arquitectónicos, a la vez constituyan los

recursos portantes de la creación. La losa se apoya en las dos direcciones con lo que su rigidez y resistencia ante cargas laterales aumentan notablemente.

J Carrillo y Alcocer (2012) enfatiza que una de las posibilidades podría ser la creación de casas con muros de concreto, debido a que esta vivienda cumple los requisitos sismorresistentes. Siendo una de las posibilidades más eficientes para creación de casas de interés social y de conjuntos habitacionales por la velocidad de creación.

Freire Veloz y Saltos Pacheco (2015) comentan que el sistema constructivo de dichos muros portantes se apoya en moldes metálicos como el aluminio, es un sistema de producción lineal, donde cada acontecimiento es la base del próximo, por lo cual es imprescindible que cada paso de este proceso se haga en los tiempos proyectados. Este sistema se basa en el acoplamiento de placas metálicas de tal forma que se crea un molde, en el que está ya colocada una malla de refuerzo al instante de llenarlo de concreto, usando los materiales adecuados este molde se puede retirar al día siguiente del colado, por lo cual se le llama una producción lineal debido a que este molde se pasa a un costado de la casa ya fundida y se hace el mismo periodo.

Freire Veloz y Saltos Pacheco (2015) manifiestan que en el Ecuador ya está siendo usado este sistema por varias constructoras en su mayoría inmobiliarias que se dedican a la construcción de proyectos de urbanizaciones y viviendas de forma masiva.

#### ***2.4.1 Muros Verticales***

Maldonado Cueva y Terán Díaz (2014) aluden que los muros verticales son los elementos formados por paneles portantes, dichos muros recubiertos de hormigón, son los que deberán resistir las fuerzas cortantes en su plano, inducidas por sismos. La distribución de las paredes tiene que desarrollarse en ambas direcciones de la estructura; pues en el estudio estructural, la capacidad a flexión de las paredes en

dirección perpendicular al plano se estima nula. La unión entre todos los elementos es articulada de manera tal que la rigidez transversal de cada factor vertical es despreciable ante su rigidez en el plano. Para ofrecer seguridad a los inmuebles se necesita que dispongan paneles en 2 direcciones de manera que, posibiliten la igualdad transversal del sismo, en los sentidos respectivos.

#### ***2.4.2 Elementos Horizontales***

Jaramillo Barriga (2009) También nombrado sistema de piso tiene relación con los recursos en el eje x de la estructura, como por ejemplo losas, su funcionalidad estructural es transmitir las cargas verticales hacia los apoyos y paralelamente a la cimentación. Se necesita además que cumpla la capacidad de conectar los elementos verticales y repartir entre ellos las cargas horizontales, para lo que debería conformar un diafragma con alta rigidez en su plano.

#### ***2.4.3 Características de los Muros Portantes de Hormigón Armado***

Acebo Castro (2016) destaca entre las principales características la velocidad en la construcción por la forma en que se utilizan encofrados de aluminio y se dispersa el hormigón, menor peso de la construcción con respecto a los sistemas de aporticados, las cargas llegan a la cimentación más distribuidas. El sistema de construcción resulta con un pequeño peso en cotejo a los sistemas estructurales de pórticos.

#### ***2.4.4 Requisitos Básicos para una Buena Respuesta Sísmica***

Acebo Castro (2016) manifiesta que las paredes portantes al ser utilizados como sistema estructural tienen que ser capaces de conseguir que dichos funcionen así sea de forma sistemática todos como grupo o en la situación todos de forma personal, de esta forma asegurar la estabilidad y confort de las personas que utilizarían la vivienda por lo que el sistema de paredes portantes debe tener una correcta localización para que sean efectivos contra las cargas laterales de sismos.

Además como lo comenta Chuchuca Chuchuca (2016) los cálculos y diseños estructurales deben estar estrictamente apegados a los códigos de construcción como: la NEC y el ACI 318. Teniendo una especial atención en la distribución balanceada de los muros de hormigón armado portantes tanto en planta como a lo largo de su elevación de la edificación.

#### **2.4.5 Continuidad Estructural**

En opinión de Acebo Castro (2016) uno de los aspectos más importantes de los muros portantes es la continuidad, esto es, que debe tener la misma ubicación en todos los pisos del edificio para evitar la torsión en los diferentes pisos, por lo que se debe tener regularidad tanto en planta como en elevación.

Al referirse a regularidad en planta se recurre citar a la NEC-SE-VIVIENDA (2015) quien en su capítulo 3 se procura evadir huecos en la vivienda con mayor de 50% de la planta en sí. Además, expresa que, si ésta fuera irregular la norma recomienda que se debe implementar juntas luego que la construcción se divida en figuras geométricas.

#### **2.4.6 Ubicación de los Muros.**

Con respecto a los muros portantes se toma en cuenta que las modificaciones no están permitidas porque realizar esto podría dañar la pared estructural, según comentarios de la NEC-SE-VIVIENDA (2015) en su Cap. 3, puede tener en cuenta que la pared sigue aportando resistencia estructural una vez que solo un 35% de todo la pared es hueco, dejando un 65% del muro intacto, la división de dichos huecos en la pared debería tener mínimo 50 cm.

#### **2.4.7 Determinación de la Densidad de Muros Portantes en Planta**

Se debe verificar la densidad de los muros portantes en ambas direcciones y para cada piso. Por, lo que se debe conocer el área de cada muro en el sentido x y

sentido y además del área total del piso, tal como lo indica NEC-SE-VIVIENDA (2015) se tendrá que dividir el área del muro para el área del piso basándonos en las siguientes condiciones que especifica la norma tabla 1.

**Tabla 1**

*Porcentajes de densidad de muros portantes*

Número de pisos	Sistema Constructivo	Índice de Densidad d%
2	Muros portantes reforzados	1.5%
1	Muros portantes reforzados	1%
1 y 2	Sistemas portantes livianos	1%

Nota: NEC-SE-VIVIENDA (2015)

#### 2.4.8 Efecto de esbeltez del muro

Para el cálculo de esbeltez del muro se toma como referencia las ecuaciones de la norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-VIVIENDA (2015), que están especificadas para muros con y sin arriostramiento.

##### Muros no arriostrados

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{KH}{30t}\right)^2\right]$$

$$F_E \leq 0.7 \text{ muros interiores}$$

$$F_E \leq 0.6 \text{ muros exteriores}$$

$$e' = \frac{M_u}{P_u} + \frac{t}{25}$$

El valor de K factor de altura efectiva del muro se determina según el siguiente criterio:

$k = 2$  para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior.

$k = 1$  para muros extremos en que se apoyan losas.

$k = 0.8$  para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro.

### Muros arriostrados

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{KH}{30t}\right)^2\right] \left(1 - \frac{H}{L'}\right) + \frac{H}{L'} \leq 0.9$$

#### 2.4.9 La capacidad nominal a cortante

La capacidad nominal a cortante  $V_n$  de muros estructurales se debe calcular como:

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv}$$

Dónde:

$$\alpha_c = 0.25 \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.17 \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$$

$$\alpha_c = \text{varia de } 0.25 - 0.17 \text{ para } 1.5 < \frac{h_w}{l_w} < 2.0$$

$h_w$  Altura del muro o del segmento de muro considerado

$l_w$  Longitud del muro o del segmento de muro considerado en la dirección de la fuerza cortante

$A_{cv}$  Área neta de la sección de concreto que resiste cortante, producto del espesor del alma multiplicado por la longitud de la sección.

$\rho_t$  Cuantía horizontal de refuerzo

$f'_c$  Resistencia en compresión del concreto

$f_{yt}$  Esfuerzo de fluencia del acero perpendicular al área

## 2.5 Comparación de los Dos Sistemas Estructurales

**Tabla 2**

*Comparación de los dos sistemas constructivos*

<b>Comparación</b>	<b>Sistema Aporticado</b>	<b>Sistema de Muros Portantes</b>
<b>Ventajas</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Permite cualquier modificación dentro de la vivienda.</li> <li>- Gran cantidad de pisos en su construcción</li> <li>- Estructura flexible</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Excelente respuesta sísmica</li> <li>- Reduce el costo de obra</li> <li>- Bajo tiempo de construcción</li> <li>- Obra limpia</li> <li>- Excelente acabado</li> </ul>
<b>Desventajas</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Baja resistencia y rigidez</li> <li>- Gran flexibilidad</li> <li>- Costo al momento de hacer estructuras de gran tamaño o cantidad</li> <li>- Tiempo de construcción a veces se vuelve largo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- No permite modificaciones al interior de la vivienda</li> <li>- Limitación con respecto al número de pisos de la estructura</li> <li>- Al tener losas de menor espesor limita en ciertos casos las instalaciones de aguas servidas.</li> </ul>

Nota: Elaborado por Kristel Mateo y Dexy Medina

## 2.6 Cargas

### 2.6.1 Carga Permanente (Carga Muerta)

De acuerdo con NEC-SE-CG (2015) afirma que las cargas muertas las constituyen los pesos de los elementos estructurales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones eléctricas, sanitarias, mecánicas, máquinas y todo artefacto que este permanentemente en la estructura.

### 2.6.2 Carga Viva

Citando a NEC-SE-CG (2015) afirma que la carga viva estará dada de acuerdo a la ocupación que necesite la edificación y están conformadas por los pesos de equipos

y muebles, además del peso de las personas, esta carga es también llamada sobrecargas de uso que son las que se utilizan en el cálculo.

### 2.6.3 Carga Sísmica

Según la NEC-SE-DS (2015) la carga sísmica  $W$  es la carga reactiva por sismo y nos presenta dos casos que se deben analizar; el caso general y el caso especial.

#### Caso general.

$$W = D$$

#### Caso especial.

$$W = D + 0.25L_i$$

Donde:

$D$  Carga muerta total de la estructura

$L_i$  Carga viva del piso  $i$

### 2.6.4 Combinaciones de Carga

Como afirma la NEC-SE-CG (2015) cuando sea apropiado se deberá investigar cada estado límite de resistencia así mismo estas estructuras deberán tener una resistencia de diseño igual o exceda los efectos de las cargas añadidas, de acuerdo a las combinaciones mencionadas en la NEC-SE-CG (2015):

COMBINACIÓN 1:  $1.4D$

COMBINACIÓN 2:  $1.2D + 1.6L + 0.5_{max}[L_r; S; R]$

COMBINACIÓN 3:  $1.2D + 1.6_{max}[L_r; S; R] + max[L_r; 0.5W]$

COMBINACIÓN 4:  $1.2D + 1.0W + L + 0.5_{max}[L_r; S; R]$

COMBINACIÓN 5:  $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$

COMBINACIÓN 6:  $0.9D + 1.0W$

COMBINACIÓN 7:  $0.9D + 1.0E$

## 2.7 Sismicidad

### 2.7.1 Cortante Basal

Como señala la NEC-SE-DS (2015) el cortante basal se refiere a las cargas laterales que se aplican en la base de la estructura y que son como resultado de la acción del sismo de diseño este o no con reducción y que van de acuerdo con los requisitos mínimos de diseño.

Como señala la NEC-SE-DS (2015) cuando se va a determinar el cortante basal total de diseño  $V$  se utilizará la siguiente expresión:

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_P \phi_E} W$$

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

$\phi_P \phi_E$  Coeficiente de configuración en planta y elevación.

$I$  Coeficiente de importancia.

$R$  Factor de reducción de resistencia sísmica.

$V$  Cortante basal de diseño.

$W$  Carga sísmica reactiva

$T_a$  Periodo de vibración.

### 2.7.2 Factor de Importancia

Para determinar el factor de importancia que tiene una estructura la NEC-SE-DS (2015) indica que se tomará el factor de importancia  $I$  correspondiente a la clasificación con las categorías que se muestran en la Tabla 3. El propósito que tiene el factor  $I$  es incrementar la demanda sísmica de diseño en estas estructuras que por su utilización o importancia deben estar operativas durante y después de la ocurrencia de un evento sísmico para el que fue diseñada.

**Tabla 3***Factor de importancia de acuerdo al uso de la estructura*

<b>Categoría</b>	<b>Tipo de uso, destino e importancia</b>	<b>Coef. I</b>
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.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas. 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

Nota: La tabla nos muestra el valor del coeficiente I a partir de las categorías de la edificación. Obtenido de *NEC-SE-DS (2015)*.

NEC-SE-DS (2015) propone que las estructuras con factor de importancia 1.0 deben cumplir con todos los requisitos establecidos en la norma y que para las estructuras con factor de importancia superior a 1.0, deberán obedecer con los otros requisitos que se establecen en sección 4.3 de la misma.

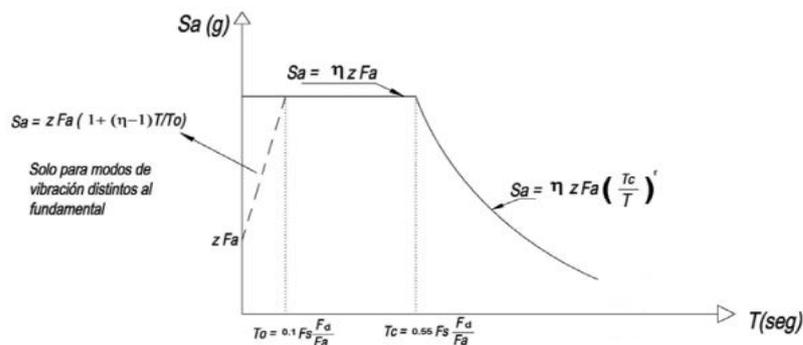
### **2.7.3 Espectro de Diseño ( $S_a$ )**

De acuerdo con la NEC-SE-DS (2015) se obtiene que el espectro de respuesta elástico de aceleraciones  $S_a$  es tomado como fracción de la aceleración de la gravedad y se muestra en la Figura 1, dicho espectro debe ser consistente con tres aspecto como

son: tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura, el factor de zona sísmica y la consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo  $F_a F_d F_s$ .

### Figura 1

#### Espectro de diseño



Nota. El gráfico representa el espectro de diseño con los valores de la aceleración espectral respecto al periodo. Obtenido de *NEC-SE-DS (2015)*.

$\eta$  Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T = 0.1$  s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

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

$F_d$  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.

**$S_a$**  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.

**$T_0$**  Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

**$T_c$**  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  $g$ .

Dicho espectro, según NEC-SE-DS (2015) hace referencia a una fracción de amortiguamiento respecto al 5% y se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, que son válidas para períodos de vibración estructural  $T$  pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

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

Donde:

**$r$**  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.

Los límites para el período de vibración  $T_C$  y  $T_L$  éste último a ser utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos definido en la sección 3.3.2 se obtienen de las siguientes expresiones:

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

$$T_L = 2.4F_d$$

$T_C$  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.

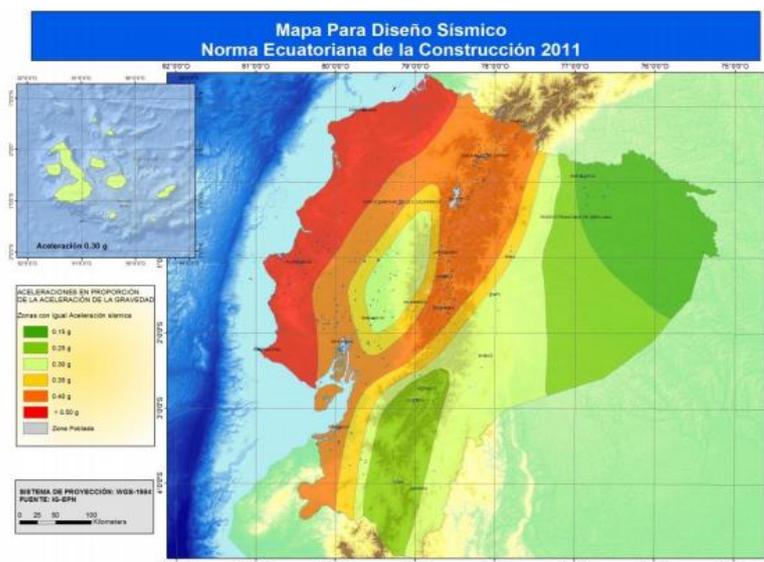
**Relación de la amplificación espectral.** Asimismo la NEC-SE-DS (2015), recalca el análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para una probabilidad de excedencia en 50 años, los cuales se obtienen a partir de los valores de aceleraciones espectrales que son proporcionados por las curvas de peligro sísmico y, están normalizándolos para la aceleración máxima en el terreno  $Z$ , estos valores permiten definir  $\eta$  ( $S_a/Z$ , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

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

**Zonificación sísmica y factor de zona  $z$ .** En la norma NEC-SE-DS (2015) se especifica que para los edificios de uso normal, se usa el valor de  $Z$ , que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo y que es expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. El valor del factor de zona  $Z$  depende del sitio donde se construirá la estructura, de acuerdo el mapa.

## Figura 2

### Mapa de zonificación sísmica



Nota. El gráfico representa los valores de  $z$  de acuerdo a la zona en que se encuentren. Obtenido de *NEC-SE-DS (2015)*.

Como plantea *NEC-SE-DS (2015)* el mapa de zonificación sísmica para diseño es el resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años, que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.

## Tabla 4

### Valores de aceleración sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor $z$	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
<b>Caracterización</b>						
<b>del peligro</b>	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta
<b>sísmico</b>						

Nota. Obtenido de *NEC-SE-DS (2015)*

**Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico.** Como dice la *NEC-SE-DS (2015)* se definen seis tipos de perfil de suelo, uno de los parámetros utilizados para su clasificación es el que corresponde a 30 m superiores del perfil para los perfiles

tipo A, B, C, D y E. También menciona que los perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse. En el caso del perfil tipo F se deben considerar otros criterios, como los expuestos en la sección 10.5.4 y la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo.

**Tabla 5**

*Clasificación de los perfiles de suelo*

<b>Tipo de perfil</b>	<b>Descripción</b>	<b>Definición</b>
<b>A</b>	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $> V_s \geq 760$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s $> V_s \geq 360$ m/s
<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa

Nota. En la tabla observamos tres perfiles de suelo clasificados de acuerdo a su descripción. Obtenido de *NEC-SE-DS (2015)*.

**Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.** La NEC-SE-DS (2015) cita los valores de los coeficientes de perfil de suelo de acuerdo con el tipo de suelo que tenga el lugar a estudiar.

- a. Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.* En la Tabla 6 se especifican los valores del coeficiente Fa que es aquel que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca y este coeficiente toma en cuenta los efectos de sitio.

**Tabla 6***Tipo de suelo y Factores de sitio Fa*

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	ZONA SISMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
<b>FACTOR Z</b>	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
<b>A</b>	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
<b>B</b>	1	1	1	1	1	1
<b>C</b>	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
<b>D</b>	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
<b>E</b>	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85
<b>F</b>	VEASE LA TABLA 2: CLASIFICACION DE LOS PERFILES DE SUELOS Y LA SECCION 10.6.4.					

Nota. En la tabla observamos que de acuerdo a los perfiles de suelo y valores de z se obtendrán los factores correspondientes. Tomado de *NEC-SE-DS (2015)*.

*b. Fd: desplazamientos para diseño en roca.* En la Tabla 7 se muestran los valores del coeficiente Fd que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca y que considera los efectos de sitio.

**Tabla 7***Tipo de suelo y Factores de sitio Fd*

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	ZONA SISMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
<b>FACTOR Z</b>	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
<b>A</b>	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
<b>B</b>	1	1	1	1	1	1
<b>C</b>	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
<b>D</b>	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
<b>E</b>	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
<b>F</b>	VEASE LA TABLA 2: CLASIFICACION DE LOS PERFILES DE SUELOS Y LA SECCION 10.6.4.					

Nota. En la tabla observamos que de acuerdo a los perfiles de suelo y valores de z se obtendrán los factores correspondientes. Tomado de *NEC-SE-DS (2015)*.

*b. Fs: comportamiento no lineal de los suelos.* En la Tabla 8 se presentan los valores del coeficiente Fs, que toma en cuenta el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio y el contenido de

frecuencia de la excitación sísmica junto con los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

**Tabla 8**

*Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo  $F_s$*

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	ZONA SISMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
<b>FACTOR Z</b>	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
<b>A</b>	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>B</b>	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>C</b>	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
<b>D</b>	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
<b>E</b>	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
<b>F</b>	VEASE LA TABLA 2: CLASIFICACION DE LOS PERFILES DE SUELOS Y LA SECCION 10.6.4.					

Nota. En la tabla se observa que de acuerdo a los perfiles de suelo y valores de z se obtendrán los factores correspondientes. Tomado de *NEC-SE-DS (2015)*.

**Definición del factor R.** NEC-SE-DS (2015) menciona que el factor R es permitida una reducción de las fuerzas sísmicas siempre que las estructuras y conexiones desarrollen un sistema de falla previsible y de adecuada ductilidad, donde el daño funcione como rotulas plásticas.

**Tabla 9**

*Coefficiente R para sistemas duales*

<b>Sistemas Estructurales Dúctiles</b>	<b>R</b>
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8

**Tabla 10***Coefficiente R para sistemas estructurales dúctiles y otros sistemas*

<b>Sistemas Estructurales Dúctiles</b>	<b>R</b>
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
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
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

**Tabla 11***Coefficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada*

<b>Pórticos resistentes a momento</b>	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
<b>Muros estructurales portantes</b>	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

**Periodo de vibración.** De acuerdo con la NEC-SE-DS (2015) el período de vibración será estimado a partir del método 1, donde el valor que se obtiene al utilizar estos métodos es una estimación inicial razonable del período estructural, que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas que se va a aplicar a la estructura y realizar su dimensionamiento

**Método 1.** Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$C_t$  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 períodos de vibración

**Tabla 12**

*Valores del coeficiente  $C_t$  y  $\alpha$*

<b>Tipo de estructura</b>	<b><math>C_t</math></b>	<b><math>\alpha</math></b>
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramiento	0.072	0.8
Con arriostramiento	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
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

Nota. En la tabla observamos los valores que toman los coeficientes de acuerdo al tipo de estructura. Obtenido de *NEC-SE-DS (2015)*.

Con base en la NEC-SE-DS (2015) agrega que para estructuras con muros estructurales de hormigón armado o mampostería estructural (con  $\alpha = 1$ ) se debe aplicar la siguiente expresión:

$$C_t = \frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}; C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^{n_w} \left[ \left( \frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left( \frac{h_{wi}}{l_{wi}} \right)^2} \right]$$

$A_B$  Área de la edificación en su base, en metros cuadrados.

$n_w$  Número de muros de la edificación diseñados para resistir las fuerzas sísmicas en la dirección de estudio.

$h_{wi}$  Altura del muro  $i$  medida desde la base, en metros.

$A_{wi}$  Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural  $i$ , medida en un plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio, en metros cuadrados.

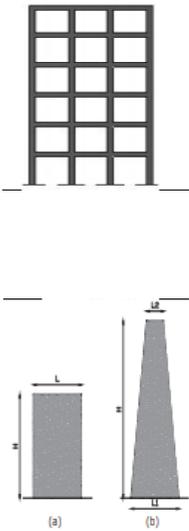
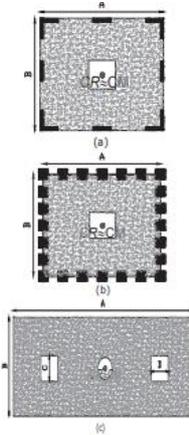
$l_{wi}$  Longitud medida horizontalmente, en metros, de un muro estructural  $i$  en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio.

valor de  $C_t$ . Tomado de *NEC-SE-DS (2015)*.

**Configuración estructural.** A continuación, se muestran las configuraciones no recomendadas y aquellas que se deben considerar al momento de analizar la estructura.

**Configuraciones a privilegiar.** En los capítulos de la NEC-SE-DS (2015) para el diseño de peligro sísmico los se debe procurar una configuración de la estructura simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico. A continuación, se muestran las recomendaciones de configuración estructural.

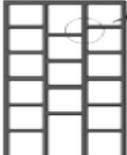
**Tabla 13***Configuraciones estructurales recomendadas*

Configuración en elevación $\phi_{EI}=1$	Configuración en planta $\phi_{PI}=1$
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticadas, es constante en todos los niveles. <math>\phi_{EI}=1</math></p> <p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. <math>\phi_{EI}=1</math></p>	<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. <math>\phi_{PI}=1</math></p>
	

Nota. La figura describe las configuraciones estructurales óptimas para una estructura. Tomado de *NEC-SE-DS (2015)*.

**Configuraciones más complejas.** También se puede citar a la NEC-SE-DS (2015) donde nos refiere cambios abruptos de rigidez y resistencia como los que se muestran en la Tabla 13, los cuales deben evitarse para evitar daño en algunos componentes de la estructura y con ello afectar la ductilidad global del sistema por lo que estas configuraciones no son recomendadas.

**Tabla 14***Configuraciones estructurales no recomendadas*

<b>Irregularidades en elevación</b>	<b>Irregularidades en planta</b>
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>	<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	
<p>Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>	

Nota. La figura describe las irregularidades en planta y elevación que no son recomendadas. Tomado de *NEC-SE-DS (2015)*.

**Regularidad en planta y elevación.** Según la NEC-SE-DS (2015) una estructura se considera como regular en planta y en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad descritas en las tablas anteriores.

**Irregularidades y coeficientes de configuración estructural.** La NEC-SE-DS (2015) nos recomienda que en caso de estructuras irregulares se usen los coeficientes de configuración estructural, que penalizan de alguna forma al diseño con el fin de tomar en cuenta un comportamiento estructural deficiente.

Según la NEC-SE-DS (2015) en las tablas 14 y 15 se describen la severidad de las irregularidades que pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras.

Por tanto, NEC-SE-DS (2015) recomienda evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas ya que los coeficientes de configuración incrementan el valor del cortante para proveer mayor resistencia pero no evita un comportamiento sísmico deficiente.

### Tabla 15

*Coefficientes de irregularidad en planta*

---

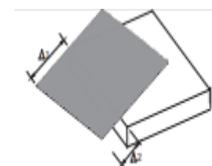
#### Tipo 1 - Irregularidad torsional

---

$$\phi_{PI} = 0.9$$

$$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$$

Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.



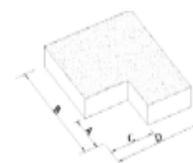

---

#### Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{PI} = 0.9$

---

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

La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.




---

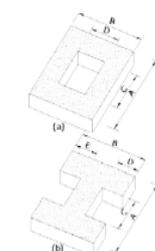
#### Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{PI} = 0.9$

---

a)  $CxD > 0.5Ax B$

b)  $[CxD + CxE] > 0.5Ax B$

La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.

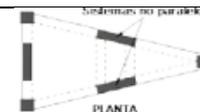


---

**Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos  $\phi_{PI} = 0.9$** 


---

La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.



Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

---

Nota. Tomado de *NEC-SE-DS (2015)*.

**Tabla 16**

*Coefficientes de irregularidad en elevación*

---

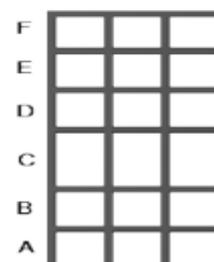
**Tipo 1 - Piso flexible  $\phi_{EI} = 0.9$** 


---

Rigidez  $K_C < 0.70$  Rigidez  $K_D$

$$Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$$

La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.




---

**Tipo 2 - Distribución de masa**

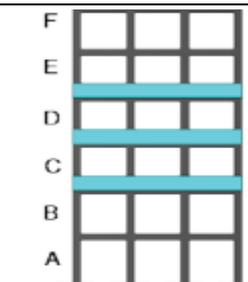

---

$$\phi_{EI} = 0.9$$

$m_D > 1.50 m_E$  ó

$m_D > 1.50 m_C$

La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.



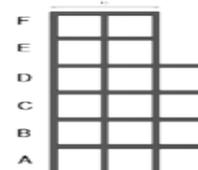

---

**Tipo 3 - Irregularidad geométrica  $\phi_{EI} = 0.9$** 


---

$a > 1.3 b$

La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.



Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

---

Nota. Tomado de *NEC-SE-DS (2015)*.

**Coeficiente de regularidad en planta  $\phi_P$ .** Tal como lo señala la NEC-SE-DS (2015) el coeficiente  $\phi_P$  tomará en cuenta el análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura, descritas en tablas anteriores y se utilizará la expresión:

$$\phi_P = \phi_{PA}\phi_{PB}$$

$\phi_P$  Coeficiente de regularidad en planta

$\phi_{PA}$  Mínimo valor  $\phi_{PI}$  de cada piso  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1,2 y/o 3

$\phi_{PB}$  Mínimo valor  $\phi_{PI}$  de cada piso  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4

$\phi_{PI}$  Coeficiente de configuración en planta

**Coeficiente de regularidad en elevación  $\phi_E$ .** De la misma manera la NEC-SE-DS (2015) nos afirma que el coeficiente  $\phi_E$  se escogerá a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura, descritas en la tabla anterior y por lo tanto se utilizará la expresión:

$$\phi_E = \phi_{EA}\phi_{EB}$$

$\phi_E$  Coeficiente de regularidad en elevación

$\phi_{EA}$  Mínimo valor  $\phi_{EI}$  de cada piso  $i$  de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1;  $\phi_{EI}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1

$\phi_{EB}$  Mínimo valor  $\phi_{EI}$  de cada piso  $i$  de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1;  $\phi_{EI}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3

$\phi_{EI}$  Coeficiente de configuración en elevación

## 2.8 Derivas de Piso.

En nuestro estudio también tomará en cuenta las derivas de piso por lo que la norma NEC-SE-DS (2015) define a las derivas como el desplazamiento relativo que se tiene de un piso con respecto al piso siguiente, el cual está medido en dos puntos ubicados en una misma línea vertical de la estructura.

NEC-SE-DS (2015) menciona que la deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla que se muestra a continuación, en la que la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

**Tabla 17**

*Valores de deriva máxima*

<b>Estructuras de:</b>	<b><math>\Delta_M</math> máxima (sin unidad)</b>
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Nota. Tomado de *NEC-SE-DS (2015)*.

Límites de la deriva: la deriva máxima inelástica  $\Delta_M$  de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

$\Delta_M$  Deriva máxima inelástica

$\Delta_E$  Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

**R** Factor de reducción de resistencia

## 2.9 Torsión

El momento torsional de diseño en un piso determinado debe calcularse de acuerdo a la norma NEC-SE-DS (2015) quien señala cuando existe irregularidad torsional, los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación torsional  $A_x$ , calculado con la expresión:

$$A_x = \left( \frac{\delta_{max}}{1.2 \delta_{prom}} \right)^2$$

Donde:

$A_x$  Factor de amplificación torsional

$\delta_{prom}$  Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x

$\delta_{max}$  Valor del desplazamiento máximo en el nivel x

El factor de amplificación torsional ( $A_x$ ) no tendrá que exceder de un valor= 3.0. Para diseño, se considerará la carga más severa para cada elemento.

El factor de amplificación torsional ( $A_x$ ) no tendrá que exceder de un valor= 3.0. Para diseño, se considerará la carga más severa para cada elemento.

## 2.10 Índice de Estabilidad.

García García y Chóez Franco (2019) nos dice que el índice de estabilidad no debe pasar del 30%, ya que si sucede esto la estructura se considera inestable y tendríamos que aumentar las dimensiones de la misma.

Se calcula con la siguiente formula

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

En donde:

$P_i$  Suma de la carga vertical total sin mayores, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva.

$\Delta_i$  Deriva del piso  $i$  calculada en el centro de masas del piso.

$V_i$  Cortante sísmico del piso

$h_i$  Altura del entrepiso

### **2.11 Modos de Vibración.**

Empleando las palabras de García García y Chóez Franco (2019) nos comentan que los modos de vibración son parámetros esenciales de una estructura, no necesariamente que dependa de primera mano de las acciones a las que se encuentre sometido, pero sí de la masa y rigidez de los elementos que determine una estructura. Dicha estructura contendrá varios modos de vibración y sus debidas frecuencias como los distintos grados de libertad que esta obtendrá.

## Capítulo III

### Diseño Estructural del Sistema Aporticado

#### 3.1 Determinación de las cargas

##### 3.1.1 Carga muerta

La carga muerta va a depender de todos los componentes estructurales y no estructurales de la vivienda. Las cargas muertas que intervendrán en esta vivienda son las mostradas en la siguiente tabla que de acuerdo a la NEC establecen los valores correspondientes. Se consideraron estas cargas debido a que no se tiene un diseño arquitectónico real de la vivienda, por lo tanto, se ha estimado las cargas mostradas en la Tabla 18 y Tabla 19.

- Para el Piso 1 tenemos una carga muerta total de 641 Kg/m<sup>2</sup>

**Tabla 18**

*Carga Muerta de la estructura del Piso 1*

<b>MATERIAL</b>	<b>PRECIO UNITARIO (kg/m<sup>2</sup>)</b>
Mampostería	150
Enlucido	50
Tumbado	50
Cerámica	125
Instalaciones	50
Losa	216
<b>Total</b>	<b>641</b>

- Para la cubierta tenemos una carga muerta total de 250 Kg/m<sup>2</sup>

**Tabla 19***Carga Muerta de la estructura del Piso 1*

<b>MATERIAL</b>	<b>PRECIO UNITARIO (kg/m<sup>2</sup>)</b>
Cubierta	150
Instalaciones	50
Tumbado	50
<b>Total</b>	<b>250</b>

**3.1.2 Carga viva**

Según la NEC-SE-CG-Cargas-Sísmicas en la sección 4.2 denominada cargas vivas establece que para residencias (viviendas unifamiliares y bifamiliares) la carga debe ser de 200kg/m<sup>2</sup>, para el Piso 1.

En el caso de la cubierta tenemos una carga de 75kg/m<sup>2</sup>.

**3.1.3 Carga sísmica**

Para la carga sísmica, del programa Etabs procedemos a sacar el valor del Peso Propio por pisos en la sección de Story Forces.

**Tabla 20***Story Forces*

<b>Story</b>	<b>Case</b>	<b>Peso Propio Tonf</b>	<b>PP- Pisos Tonf</b>	<b>CM Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>CM Sobre impuesta Tonf</b>	<b>Live Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>Live Sobre impuesta Tonf</b>	<b>Carga</b>	<b>Carga Sísmica Tonf</b>
Story2	Dead	19.340	19.340	250	12.150	75	3.645	35.135	<b>32.402</b>
Story1	Dead	59.221	39.881	641	31.153	200	9.72	80.754	<b>73.464</b>
									<b>105.866</b>

**Determinación del factor z.** De acuerdo a la Tabla 19 – Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z en la NEC-15, establece que para la Provincia de Santa Elena el factor Z correspondiente es 0.5

**Tipo de perfil del suelo.** El tipo de perfil de suelo para Santa Elena es Suelo “C”

**Coefficientes de Amplificación dinámica  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$ .** Los coeficientes de amplificación fueron definidos en el capítulo de fundamentación teórica, por lo tanto, en esta sección se especifican los valores de acuerdo a las definiciones.

*$F_a$  (Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto).* De acuerdo a este coeficiente según la NEC-15 establece que con un tipo de suelo “C” y con factor Z igual a 0.5 tendremos un  $F_a$  de **1.18**

*$F_d$  (Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca).* De acuerdo a este coeficiente según la NEC-15 establece que con un tipo de suelo “C” y con factor Z igual a 0.5 tendremos un  $F_d$  de 1.06

*$F_s$  (Comportamiento no lineal de los suelos).* De acuerdo a este coeficiente según la NEC-15 establece que con un tipo de suelo “C” y con factor Z igual a 0.5 tendremos un  $F_s$  de 1.23

**Espectro de Respuesta.** Además de los coeficientes mencionados anteriormente tendremos los siguientes:

**Tabla 21**

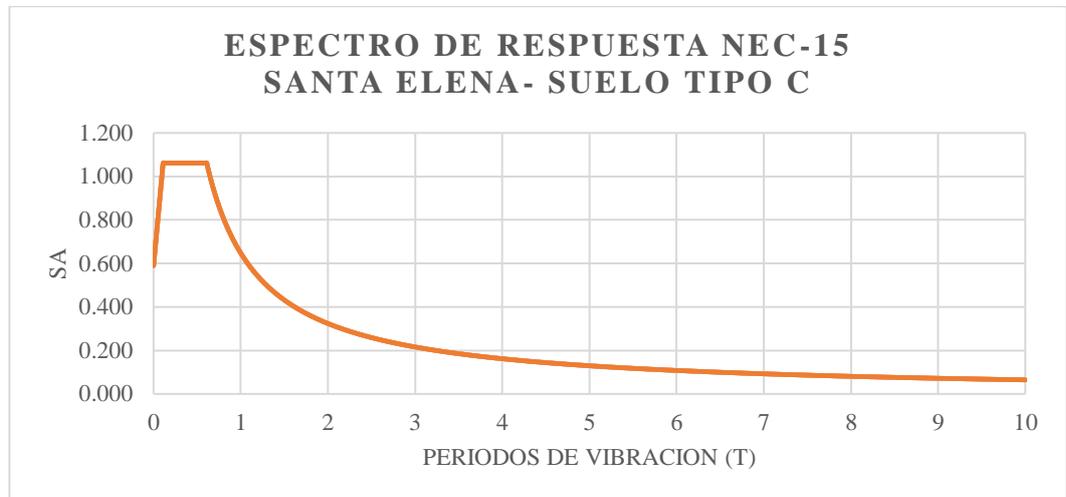
*Determinación de los coeficientes para el grafico de espectro de respuesta*

Relación de amplificación $\eta$	1.8
Factor de importancia	1
$T_c$	0.61
$T_o$	0.11
$S_a$	1.062

Teniendo los valores necesarios para poder construir el espectro de respuesta obtenemos la gráfica:

**Figura 3**

*Espectro de respuesta NEC-15*



**Coefficientes de irregularidad.** Los valores de los coeficientes fueron analizados de acuerdo a las tablas de la norma ecuatoriana de la construcción obteniendo los valores de:

**La configuración en elevación ( $\phi_E$ ).** La altura de entrepiso y la configuración vertical de este sistema aporticado es constante por lo tanto equivale a un valor de  $\phi_E=1$ .

**La configuración en planta ( $\phi_P$ ).** La configuración en planta ideal en el sistema estructural su centro de rigidez es semejante al centro de masa por lo tanto el valor de es  $\phi_P=1$ .

**Factor de importancia I.** La estructura estudiada se encuentra categorizada como Otras estructuras con un coeficiente (**I**) igual a 1

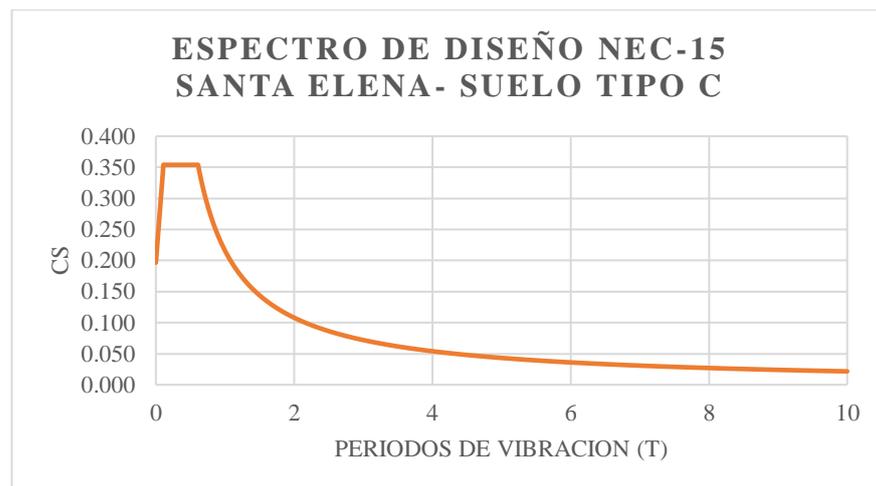
**Factor de reducción de resistencia R.** Esta estructura es considerada dentro de la sección de sistemas estructurales de ductilidad limitada para pórticos resistentes a momentos con un valor de **R=3** ya que se trata de Hormigón Armado con secciones

de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.

**Espectro de Diseño.** Con este espectro es con el que vamos a diseñar la estructura, en base al espectro de respuesta utilizando los factores de irregularidad en planta y elevación, factor de importancia y el factor de reducción

#### Figura 4

*Espectro de diseño NEC-15*



**Periodo de vibración fundamental T.** Para las estructuras se puede determinar el periodo de acuerdo a la formula detallada en la sección 2.7.3.6. Con los valores detallados a continuación:

**El coeficiente del tipo de edificación.** Pórticos especiales de hormigón armado  
 $C_t=0.055$  y  $\alpha=0.9$

**Altura máxima de la edificación.** El total de los dos pisos  $h_n=5$

Entonces  $T = C_t h_n^\alpha$ , por ende, el periodo de vibración fundamental es  $T =$

**0.23**

**Cortante basal.** Teniendo los valores necesarios para determinar el cortante basal de acuerdo a la formula detallada en la sección 2.7.1. Como son:

**Tabla 22***Valores de los factores para el cálculo de Sa*

<b>Elemento</b>	<b>Factor</b>	<b>Valor</b>
Espectro de diseño en aceleración	Sa	1.062
Factores de configuración estructural en planta	$\phi_P$	1
Factores de configuración en elevación	$\phi_E$	1
Factor de reducción de respuesta estructural	R	3
Factor de importancia de la estructura	I	1

Como nuestro peso total de la estructura de acuerdo a la tabla 20 es de 105.8657, el coeficiente de cortante basal necesario para nuestra estructura es el mostrado en la ecuación siguiente:

$$V = \frac{1 * 1.062}{3 * 1 * 1} W \Rightarrow 0.354(105.8657) \Rightarrow V = 37.476$$

### 3.2 Modelo de la vivienda en el programa ETABS

#### 3.2.1 Datos para el Modelamiento del sistema estructural

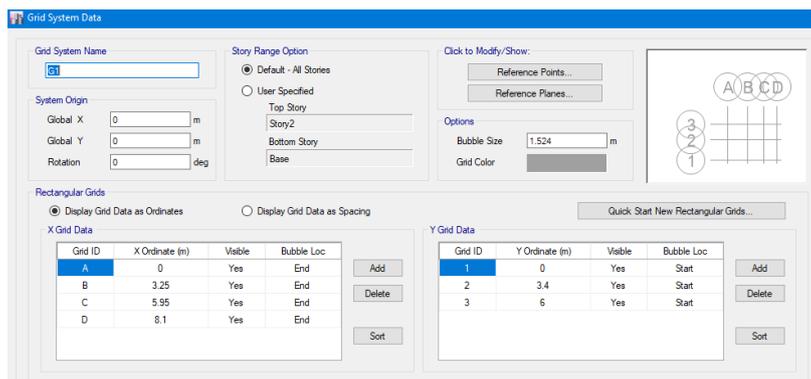
- Peso específico del hormigón ( $\gamma$ ):  $2.4t/m^3$
- Esfuerzo del hormigón  $F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ , para losas, columnas y vigas.
- Esfuerzo de fluencia del acero  $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del hormigón (E):  $15100\sqrt{f'_c} = 15100\sqrt{210} = 218819.789 \text{ Kg/cm}^2 = 2188197.89 \text{ Ton/m}^2$  (columnas, vigas y losas)
- Sección de columnas: 25x25 cm para el piso 1 y 20x20 cm piso 2
- Sección de vigas: 20X20 cm
- Inercia agrietada de columnas 0.80
- Inercia agrietada de vigas 0.50

### 3.2.2 Proceso del Modelamiento

**Crear la Grilla.** De acuerdo a como se vaya a configurar la estructura se deberá seleccionar el número de líneas en el eje X y en el eje Y junto con sus distancias correspondientes en cada eje, se colocará el número de pisos y seleccionamos “Grid Only” y Edit Grid.

**Figura 5**

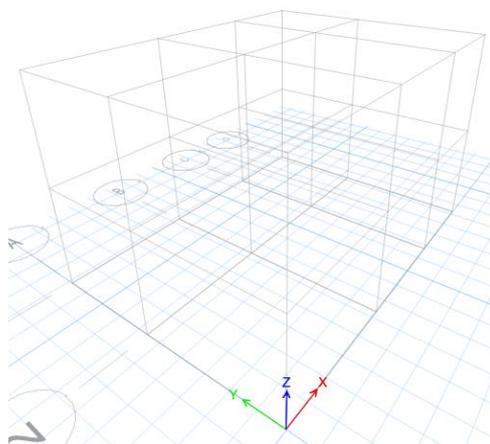
*Creación de grilla*



**Cambiar las Unidades.** Seleccionar el sistema con el que se va a trabajar

**Figura 6**

*Cambio de unidades*



**Crear el Material.** Se crean los materiales para la modelación de la estructura, para esto se hace clic en Define (definir) y Clic en Add New Material (Agregar nuevo material). Como siguiente paso se debe crear el material  $f^c210\text{kg/cm}^2$ , dentro de este

se debe especificar el peso del hormigón que es  $2.4t/m^3$ , junto con el módulo de elasticidad  $2188197.89 \text{ Ton}/m^2$  para después dar clic en OK.

**Figura 7**

*Creación de material con la resistencia a utilizar  $f'c$  210kg/cm<sup>2</sup>*

**Crear los Elementos Columnas.**

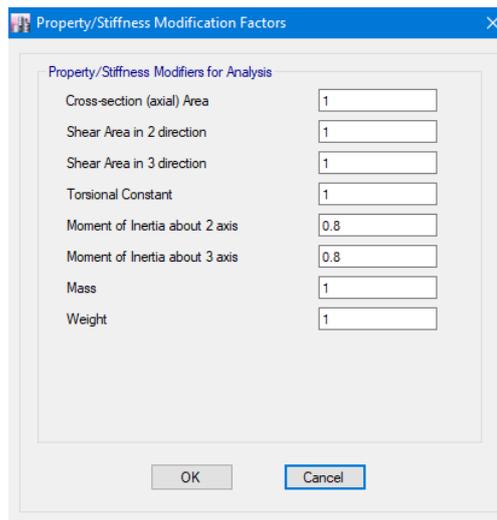
**Figura 8**

*Colocación del tipo de material y secciones de columnas*

Clic en Modify/Show, en donde se modifica la Inercia que indica la norma, que para la columna es 0.8, luego clic en OK

**Figura 9**

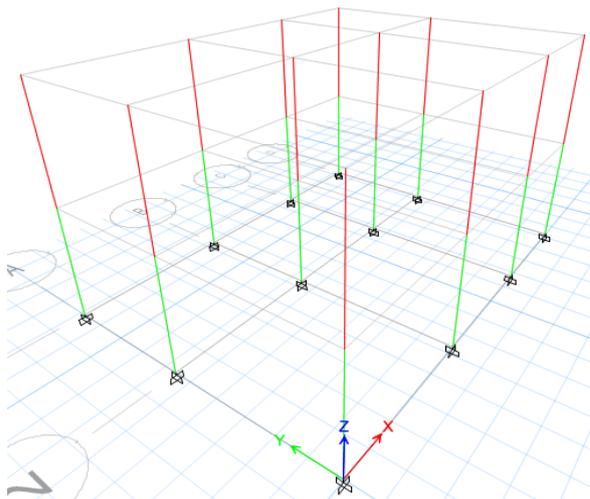
*Colocación de la inercia de columnas*



Clic en Quick Draw Column y seleccionar Property (buscar la columna creada), luego se empieza a dibujar

**Figura 10**

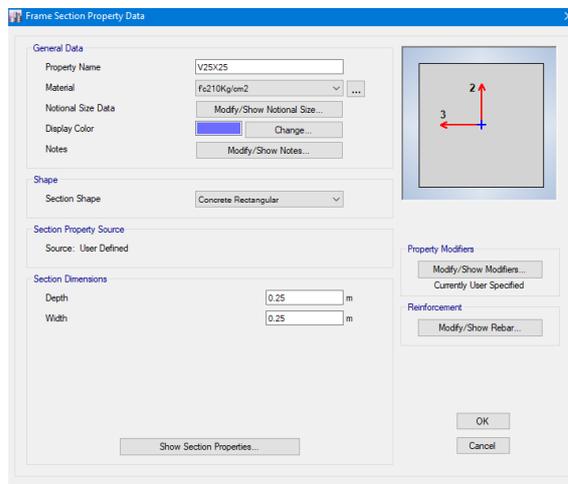
*Columnas dibujadas en el programa*



## Crear los Elementos Vigas.

**Figura 11**

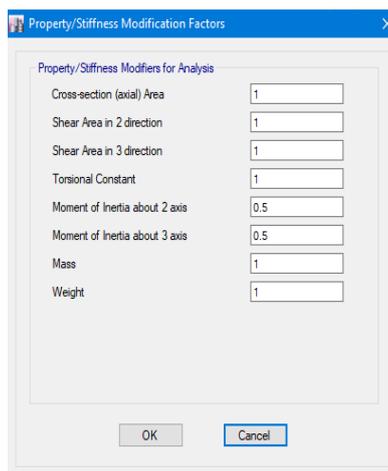
*Colocación del tipo de material y secciones de la viga*



Para colocar la inercia agrietada hacemos clic en Modify/Show se colocó coeficiente de 0.5 para las vigas.

**Figura 12**

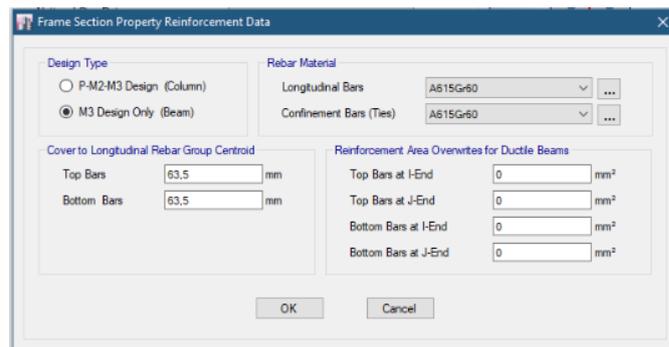
*Colocación de la inercia de vigas*



Luego se hace clic en Modify/Show Rebar, Clic en M3 Design Only y OK para que el elemento creado funcione como viga

**Figura 13**

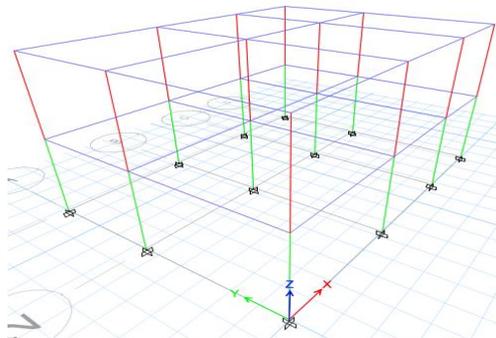
*Selección del tipo de elemento viga*



Luego se hace clic en Draw Beam y selecciona Property (buscar la viga creada), luego se procede a dibujar

**Figura 14**

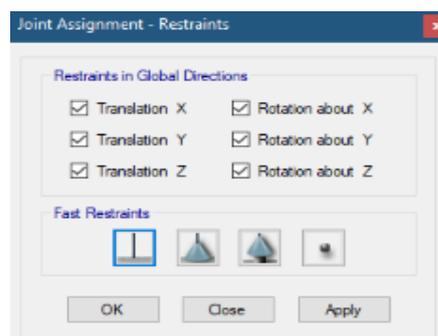
*Vigas dibujadas en el programa*



**Colocar los Empotramientos.** Se da clic en Assing (asignar), luego en Joint y clic en Restraints y asignar el empotramiento (reacciones en x, y, z)

**Figura 15**

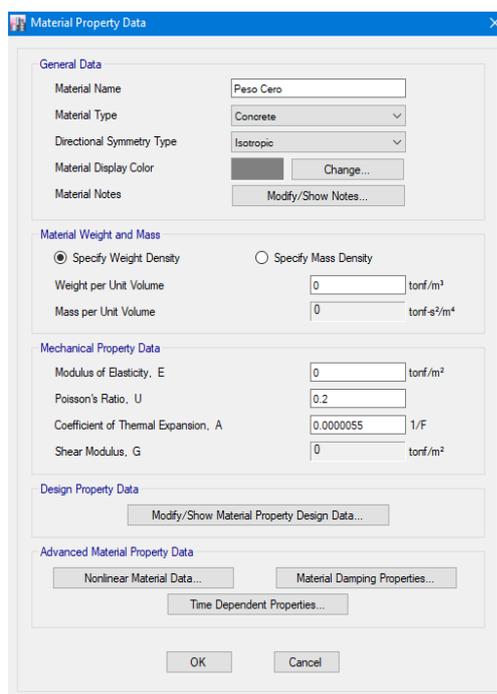
*Empotramientos de la estructura*



**Crear el Peso Cero.** Para una mejor distribución de carga se crea el siguiente material haciendo clic en definir y luego en Propiedades del material, agregar una nueva propiedad y seleccionar el tipo de material y Estándar. Colocar el nombre (PESO CERO) y en Unit volumen colocar 0.

**Figura 16**

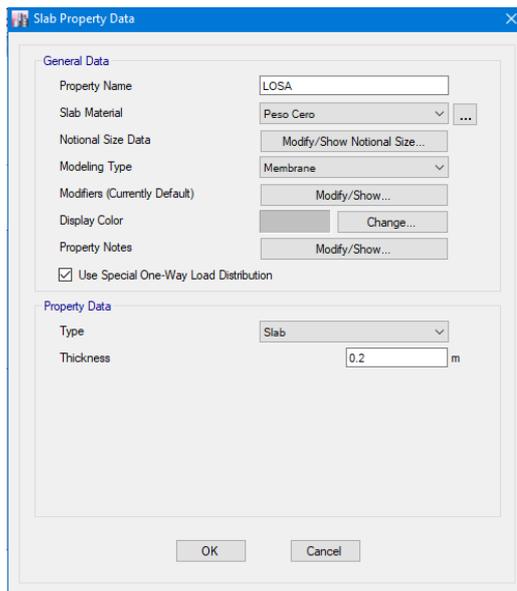
*Creación de peso cero*



**Crear la Losa.** Clic en definir, luego clic en Propiedades de la sección y sección de cuadros, luego se agrega una nueva propiedad para colocar el nombre de la losa y seleccionar el material que se creó anteriormente como peso cero, además se debe seleccionar losa tipo membrana y clic en una sola dirección. Es muy importante que la losa se precise como membrana caso contrario las cargas que se dirijan hacia la viga tendrán un error.

## Figura 17

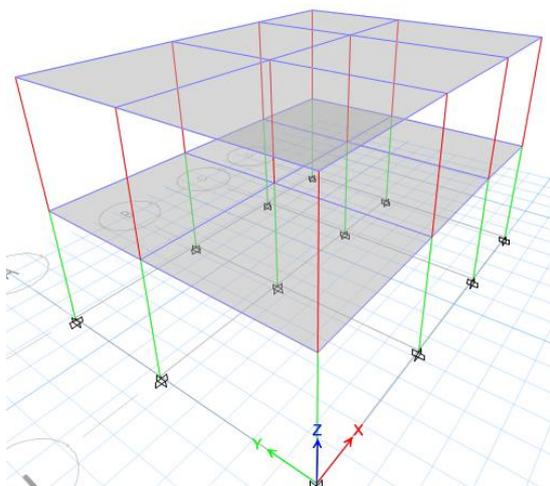
*Losa*



Se procede a dibujar la losa dando clic en Quick Draw floor, luego en Property se selecciona losa y se dibuja en cada cuadrícula, se debe colocar la losa en todos los pisos

## Figura 18

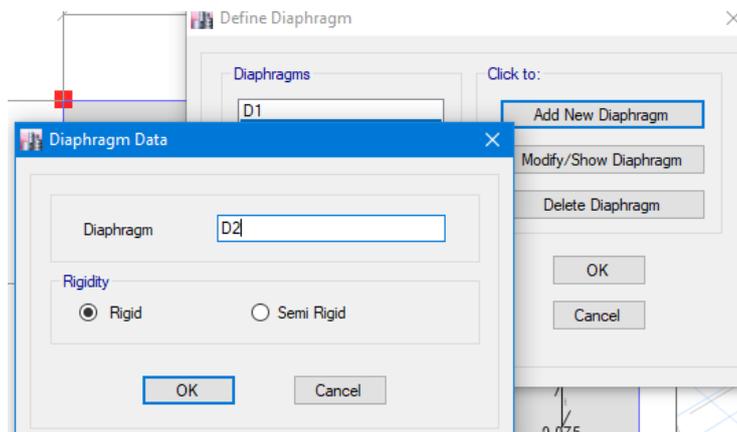
*Losa dibujada en el programa*



**Diafragmas.** Para colocar el diafragma rígido a la estructura se crean los diafragmas por pisos, para esto se va a Define>Diaphragm y clic en Add New Diaphragm que sea Rigid, clic en Ok.

**Figura 19**

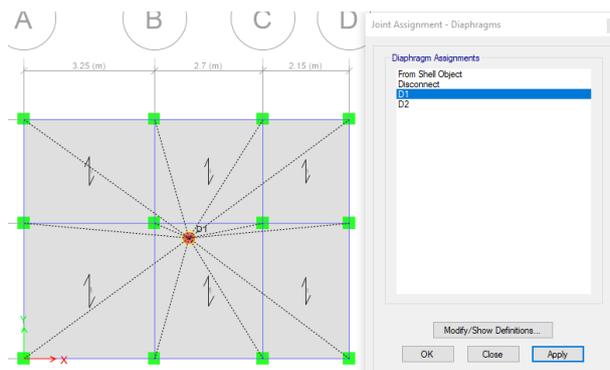
*Creación de los diafragmas para cada piso*



Para la asignación de los diafragmas seleccionar todo el piso 1 e ir a Assing > Joint > Diaphragm y se escoge en este caso D1 y clic en Apply, se realiza lo mismo con los pisos siguientes, pero aplicando el diafragma correspondiente.

**Figura 20**

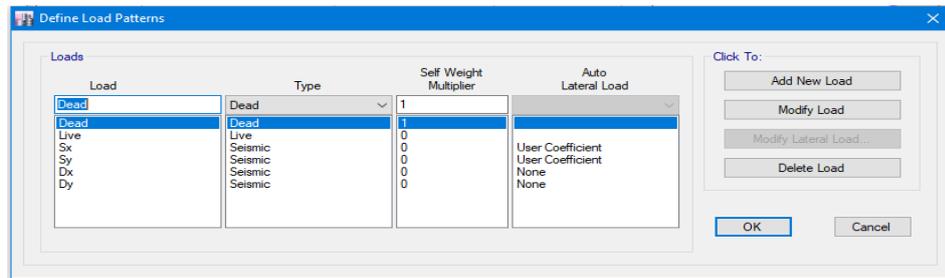
*Colocación de los diafragmas para cada piso*



**Patrones de Carga.** Para esto se tiene como **Dead** aquella carga que contiene el peso de la estructura y como **Live** el peso que da el programa directamente. Luego crear  $S_x$  y  $S_y$  para poder ingresar el valor de  $k$  y el valor de  $C_s$ . También crear un  $D_x$  y  $D_y$  donde se ingresará el espectro de diseño tal como se muestra en la figura 41.

**Figura 21**

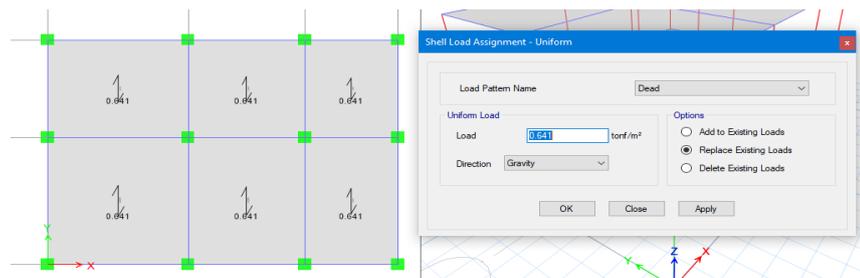
*Patrones de carga*



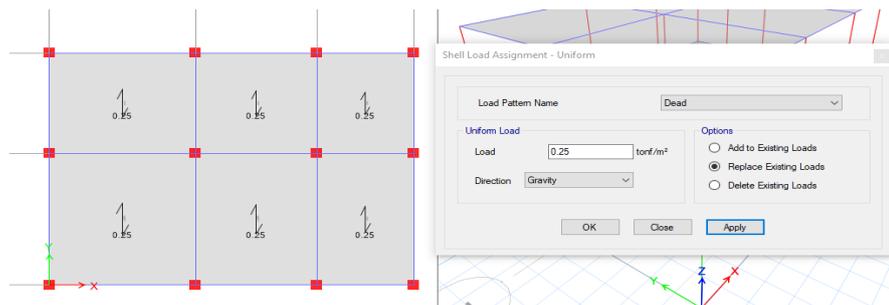
Se aplica la carga muerta a todos los pisos. Clic en Select, luego seleccionar las propiedades y clic en seleccionar losa. Luego dirigirse a la opción Assing, seleccionar Shell Loads y dar clic en Uniform con lo que aparecerá una nueva ventana, seleccionar en Load Patten Name, elegir “Dead” y colocar en Load la cantidad de la carga muerta  $0.641 \text{ Ton/m}^2$  en el primer piso y  $0.250 \text{ Ton/m}^2$  en el segundo piso.

**Figura 22**

*Aplicación de la carga muerta  $0.641 \text{ Ton/m}^2$  para el primer piso*

**Figura 23**

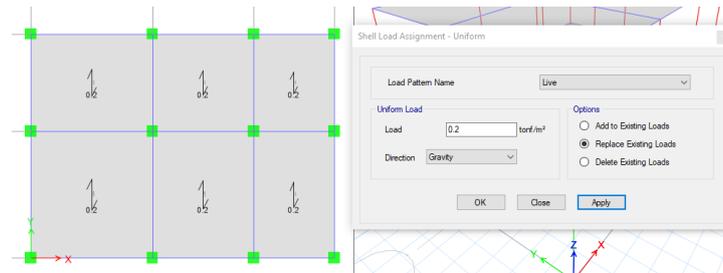
*Aplicación de la carga muerta  $0.250 \text{ Ton/m}^2$  para el segundo piso*



**Se aplica la carga viva a todos los pisos.** Seleccionar la losa del piso al que se colocará la carga, para esto se da clic en Assing, luego en Shell loads y clic en Uniform. Después aplicar la carga viva (live) según los pisos, Piso 1 un valor de 0.2 Ton/m<sup>2</sup> y Piso 2 un valor de 0.075 Ton/m<sup>2</sup>.

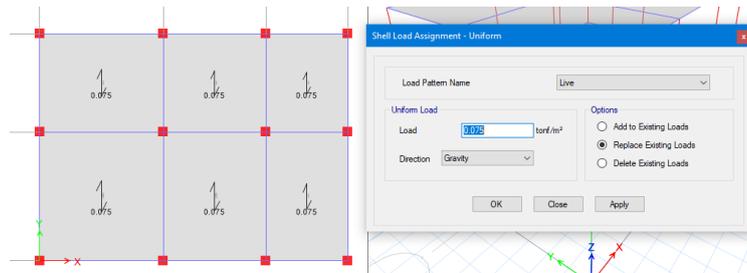
**Figura 24**

*Aplicación de la carga viva 0.2 Ton/m<sup>2</sup> para el primer piso*



**Figura 25**

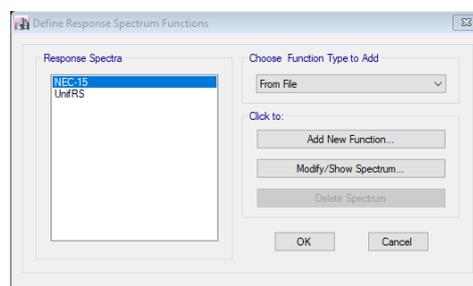
*Aplicación de la carga viva 0.075 Ton/m<sup>2</sup> para el primer piso*



**Espectro de Diseño.** Ingresar el espectro al programa Etabs para hay que ir a Define>Functions>Response Spectrum y seleccionar From File y clic en Add New Function

**Figura 26**

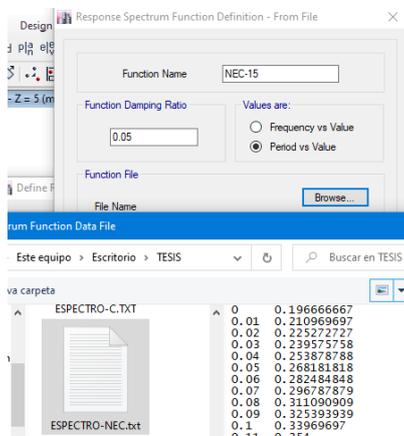
*Ingreso del espectro de diseño*



Colocar el nombre para identificarlo, luego clic en Browse para buscar el archivo de texto en donde fueron guardados los valores del espectro.

### Figura 27

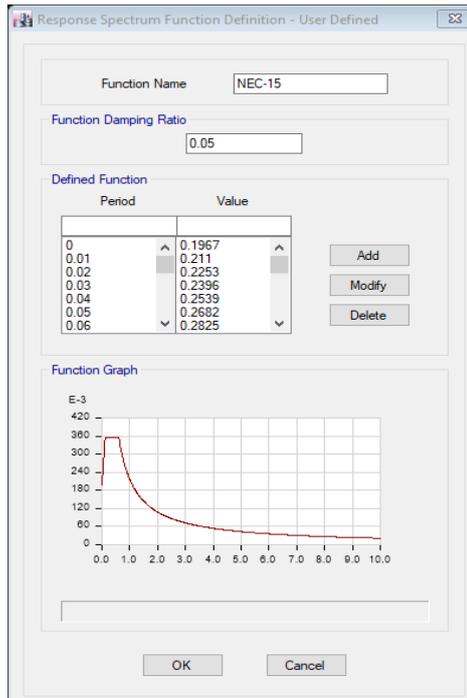
*Colocación del nombre del espectro*



Luego aparecerá la siguiente ventana y dar clic en Convert.

### Figura 28

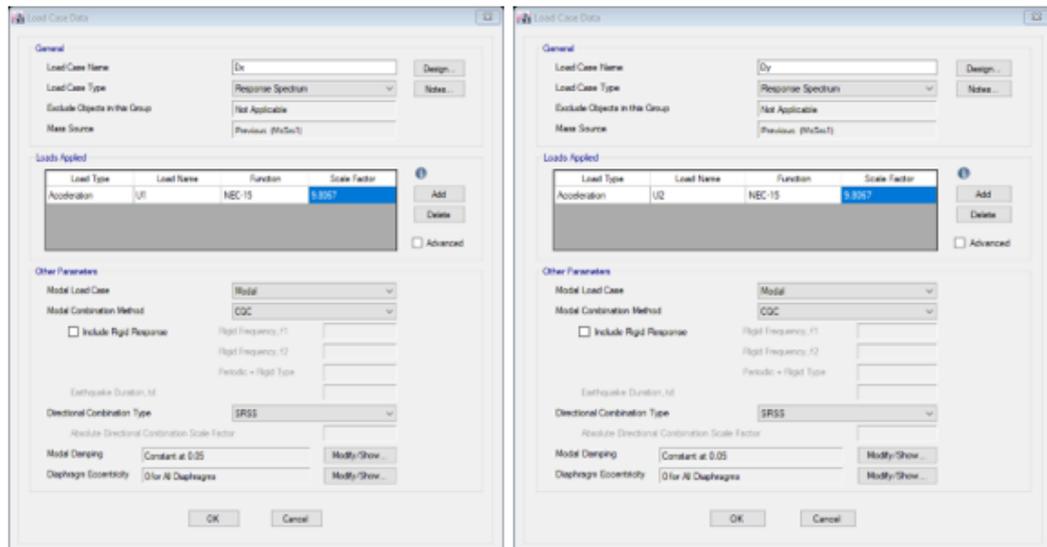
*Ingreso del espectro de diseño en el programa*



**Casos de Carga.** En Dx y Dy modificar, y colocar Response Spectrum y la aceleración U1 para el caso de Dx y en Dy la aceleración de U2. Además, en Function colocar NEC-15 que fue el espectro ingresado para el programa.

**Figura 29**

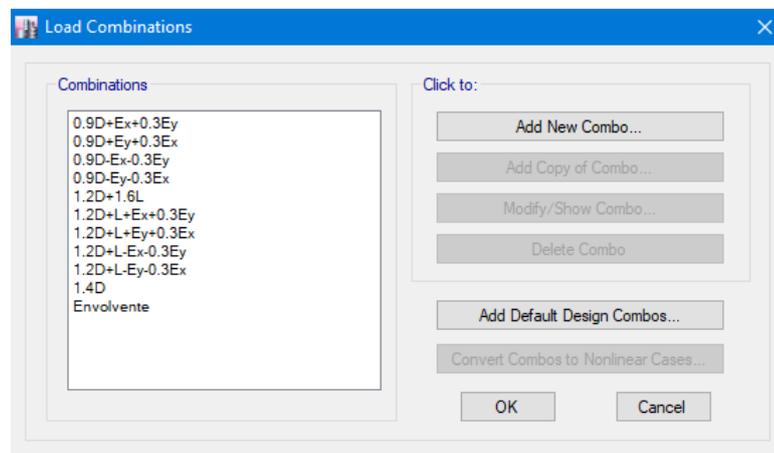
*Colocación de NEC-15 en U1 y U2*



**Crear la combinación de carga.** Clic en la opción Define, luego clic en Load combination y luego en agregar nuevas combinaciones.

**Figura 30**

*Combinaciones de carga*

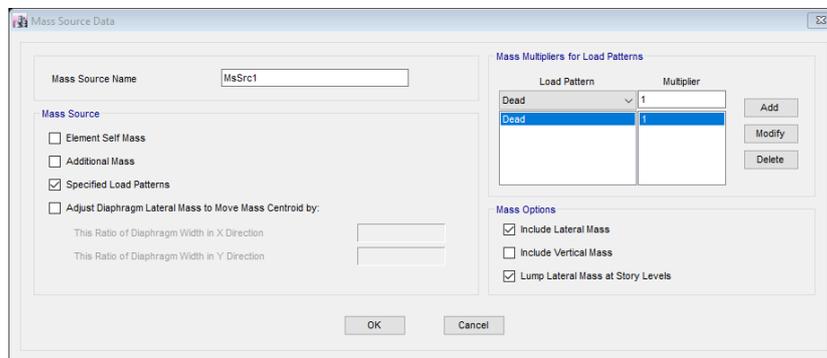


**Masa participativa.** Dirigirse a Define>Mass Source y colocamos Modify

Show

### Figura 31

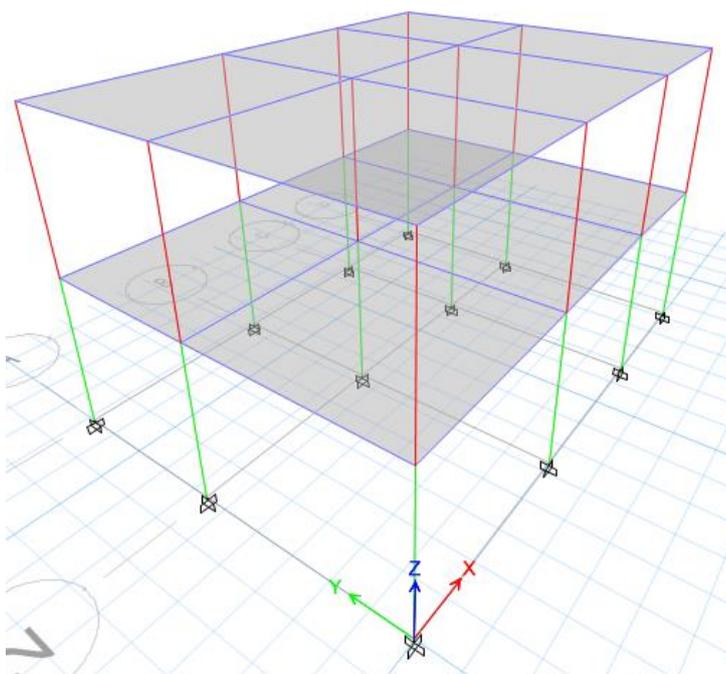
*Masa participativa*



Entonces se tiene la estructura lista

### Figura 32

*Estructura modelada en el Etabs*



### 3.3 Predimensionamiento de Elementos Estructurales

De acuerdo con el capítulo 5 denominado pórticos resistentes a momentos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, establece que las dimensiones de las

columnas y vigas para el piso 1 y piso 2 están dadas de acuerdo a la tabla que señala los requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón armado y losas.

### Figura 33

*Requisitos mínimos para estructuras de dos pisos con luces de hasta 5 metros*

Número de pisos de la vivienda	Elemento	Luz máxima (m)	altura total de entrepiso máxima (m)	Sección mínima base x altura (cm x cm)	Cuantía Longitudinal Mínima de acero laminado en caliente	Refuerzo de acero laminado Transversal Mínimo (estribos)
1	Columnas	4.0	2.50	20x20(a)	1%	Diámetro 8 mm @ 10 cm
	Vigas			15x20(b)	14/fy sup. 14/fy inf.	Diámetro 8 mm @ 5 en L/4 (extremos) y 10 cm (centro)
2	Columnas	4.0	2.50	Piso 1: 25x25 Piso 2: 20x20	1%	Diámetro 8 mm @ 10 cm
	Vigas			20x20 (b)	14/fy sup. 14/fy inf.	Diámetro 8 mm @ 5 en L/4 (extremos) y 10 cm (centro)

Tabla 5: Requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón y losas

Nota. Tomado de *NEC-SE-DS (2015)*.

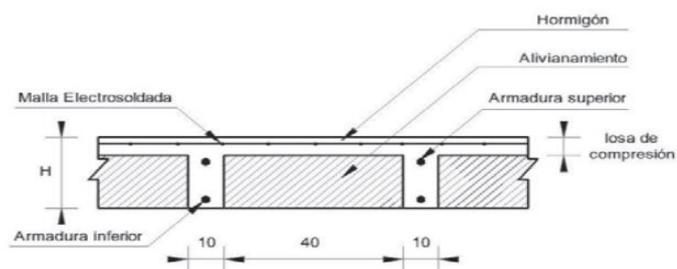
En la tabla establece que para viviendas de dos plantas con luces menores a 5 metros las columnas tendrán una sección mínima de 25x25cm en el primer piso y de 20x20cm en el segundo piso, de la misma forma se establece la sección mínima para vigas banda quedando estas de 20x20cm.

### 3.4 Diseño de Losa

Para el predimensionamiento de la losa se utilizará la sección 8.5 denominada diseño de elementos estructurales de la Norma Ecuatoriana de la Construcción donde están las dimensiones mínimas para losas nervada en una dirección.

### Figura 34

Diseño de losa



Nota. Tomado de *NEC-SE-DS (2015)*.

En base al gráfico se escoge una losa nervada en una dirección con una altura de 20cm, un ancho de nervios de 10cm con casetones removibles de 40cm y un espesor mínimo de losa de compresión de 5cm.

$$V = (1 * 0.05)(1) + (2 * 0.10 * 0.20)(1)$$

$$V = 0.09$$

$$W_{losa} = 0.09 * 2400$$

$$W_{losa} = 216Kg/m^2$$

### 3.5 Ajuste del cortante basal

Para el cortante basal se tiene lo siguiente:

**Tabla 23**

Valores necesarios para el cálculo del Cortante Basal

CORTANTE BASAL SUELO TIPO C - SANTA ELENA Z = 0,5							
<b>n</b>	1.80	<b>Z</b>	0.5	<b>Fa</b>	1.18	<b>Sa</b>	1.062
<b>Ct</b>	0.055	<b>A</b>	0.9	<b>h<sub>t</sub></b>	5.00	<b>T</b>	0.234
<b>φ<sub>P</sub></b>	1	<b>φ<sub>E</sub></b>	1	<b>R</b>	3	<b>k</b>	1
<b>I</b>	1	<b>Cs</b>	0.354				

Y el cortante basal distribuido por pisos lo vemos en la tabla 24.

**Tabla 24***Cortante Basal para el tipo de suelo c*

<b>CORTANTE BASAL SUELO TIPO C - SANTA ELENA Z = 0,5</b>							
<b>PISO</b>	$h_i$	$\omega_i$	$\omega_i * (h_i)^k$	$\frac{\omega_i * (h_i)^k}{\sum \omega_i * (h_i)^k}$	$F_i = F_X$	$V_X$	<b>0.3*Fx (Ton)</b>
PISO 2	5	32.4017	162.008	0.469	17.565	17.565	5.269
PISO 1	2.5	73.4640	183.660	0.531	19.912	37.476	5.974
<b>WT</b>		105.8657	345.668	1.000	<b>V</b>	37.000	

En la siguiente tabla se aprecia la distribución de fuerza lateral en dirección x, con su corte basal estático calculado y cortante dinámico obtenido del programa:

**Tabla 25***Comparación del Cortante basal estático y cortante basal dinámico en sentido X*

<b>PISOS</b>	<b>Carga W</b>	<b>Cortante Estático</b>		<b>Cortante Dinámico-VD (Ton)</b>
		<b>Corte basal Estático – VE (Ton)</b>	<b>80% Cortante Estático</b>	
2	32.402	17.565	14.052	9.0624
1	73.464	19.912	15.930	7.772
	105.866	<b>37.476</b>	29.981	<b>16.834</b>

**Tabla 26***Comparación del Cortante basal estático y cortante basal dinámico en sentido Y*

<b>PISOS</b>	<b>Carga W</b>	<b>Cortante Estático</b>		<b>Cortante Dinámico-VD (Ton)</b>
		<b>Corte basal Estático – VE (Ton)</b>	<b>80% Cortante Estático</b>	
2	32.402	17.565	14.052	8.9979
1	73.464	19.912	15.930	7.5961
	105.866	<b>37.476</b>	29.981	<b>16.594</b>

El valor del cortante dinámico total en la base obtenida por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser para el caso de estructuras regulares como la de esta estructura <80% del cortante basal V obtenido por el método estático. Por lo tanto, se

procede a realizar el cálculo respectivo mediante la ecuación siguiente en donde se divide la sumatoria del cortante dinámico sobre la sumatoria del cortante estático.

En el sentido X se tiene:

$$\frac{\sum VD}{\sum VE} = \frac{16.834 \text{ Ton}}{37.476 \text{ Ton}} = \mathbf{0.4492}$$

En el sentido Y se tiene:

$$\frac{\sum VD}{\sum VE} = \frac{16.594 \text{ Ton}}{37.476 \text{ Ton}} = \mathbf{0.4428}$$

Se observa que no cumple en ambas direcciones con la condición mencionada anteriormente, por lo que se procede a realizar la corrección obteniendo un factor, que se procederá a multiplicar por la aceleración de la gravedad que es 9.8067

En el sentido X tenemos:

$$\mathbf{Fact. Correc} = \frac{VD/VE}{\sum VD / \sum VE} = \frac{0.80}{0.4492} = \mathbf{1.78095}$$

$$\mathbf{Fact. Correc} = 1.7895 \times 9.8067 = \mathbf{17.4652}$$

En el sentido Y tenemos:

$$\mathbf{Fact. Correc} = \frac{VD/VE}{\sum VD / \sum VE} = \frac{0.80}{0.4428} = \mathbf{1.8067}$$

$$\mathbf{Fact. Correc} = 1.8067 \times 9.8067 = \mathbf{17.7182}$$

Una vez hecha la corrección en el programa se procede a realizar la verificación nuevamente.

**Tabla 27**

*Verificación del cortante basal en el programa en el sentido X*

PISOS	Carga W	Cortante Estático		Cortante Dinámico-VD (Ton)
		Corte basal Estático – VE (Ton)	80% Cortante Estático	
2	32.402	17.565	14.052	16.1397
1	73.464	19.912	15.930	13.8415
	105.866	<b>37.476</b>	29.981	<b>29.981</b>

**Tabla 28**

*Verificación del cortante basal en el programa en el sentido Y*

PISOS	Carga W	Cortante Estático		Cortante Dinámico-VD (Ton)
		Corte basal Estático - VE	80% Cortante Estático	
2	32.402	17.565	14.052	16.2569
1	73.464	19.912	15.930	13.7242
	105.866	<b>37.476</b>	29.981	<b>29.981</b>

### 3.6 Diseño de Columnas

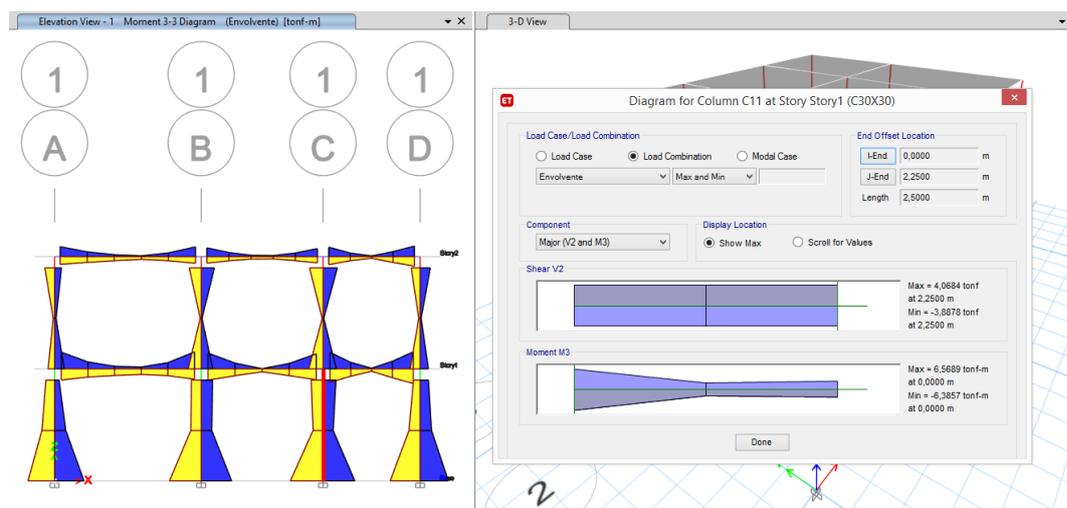
Para esta estructura la norma NEC-SE-VIVIENDA recomienda utilizar columnas de 25x25 cm para el piso 1 y columnas de 20x20 cm para el piso 2, para lo cual una vez creada en el programa generaremos en que columna de ambos pisos se encuentran los momentos máximos, para realizar la verificación de las mismas.

#### 3.6.1 Primer piso Columna de 25x25 cm

**Diseño de Flexo compresión.** La figura 35 presenta el diagrama de momentos producidos por la combinación de la Envolvente, además, se identifican la columna C11 que soporta el momento máximo.

**Figura 35**

*Momentos máximos de la columna de la combinación Envolvente*



Nota. Momentos de la columna crítica obtenida del Programa Etabs

Para este diseño se utiliza el diagrama de interacción, en donde se usa la mayor carga puntual y el mayor momento actuante de la columna que se muestra en la Tabla 29.

**Tabla 29**

*Momentos y cargas P en columnas*

<b>Momentos y Cargas P en columnas</b>					
<b>Story</b>	<b>Column</b>	<b>Load Case/Combo</b>	<b>Station m</b>	<b>P Tonf</b>	<b>M3 Tonf-m</b>
Story1	C11	L	0	-1.1444	0.0233
Story1	C11	L	1.15	-1.1444	-0.003
Story1	C11	L	2.3	-1.1444	-0.0292
Story1	C11	Ex	0	1.6772	5.187
Story1	C11	Ex	1.15	1.6772	1.6439
Story1	C11	Ex	2.3	1.6772	1.9412
Story1	C11	Ey	0	1.5545	0.7044
Story1	C11	Ey	1.15	1.5545	0.2154
Story1	C11	Ey	2.3	1.5545	0.2809
Story1	C11	D	0	-2.0427	0.08

<b>Momentos y Cargas P en columnas</b>					
<b>Story</b>	<b>Column</b>	<b>Load Case/Combo</b>	<b>Station m</b>	<b>P Tonf</b>	<b>M3 Tonf-m</b>
Story1	C11	D	1.15	-1.8702	-0.0102
Story1	C11	D	2.3	-1.6977	-0.1005
Story1	C11	1.2D+1.6L	0	-2.8823	0.1332
Story1	C11	1.2D+1.6L	1.15	-2.6753	-0.017
Story1	C11	1.2D+1.6L	2.3	-2.4683	-0.1673
Story1	C11	1.2D+L+Ex+0.3Ey	0	-5.0521	5.5177
Story1	C11	1.2D+L+Ex+0.3Ey	1.15	-4.8451	1.6933
Story1	C11	1.2D+L+Ex+0.3Ey	2.3	-4.6381	1.8757
Story1	C11	1.2D+L+Ey+0.3Ex	0	-5.138	2.3798
Story1	C11	1.2D+L+Ey+0.3Ex	1.15	-4.931	0.6933
Story1	C11	1.2D+L+Ey+0.3Ex	2.3	-4.724	0.7135
Story1	C11	1.4D	0	-7.0597	0.1121
Story1	C11	1.4D	1.15	-6.8182	-0.0143
Story1	C11	1.4D	2.3	-6.5767	-0.1407
Story1	C11	0.9D+Ex+0.3Ey	0	-2.3948	5.4704
Story1	C11	0.9D+Ex+0.3Ey	1.15	-2.2396	1.6993
Story1	C11	0.9D+Ex+0.3Ey	2.3	-2.0843	1.9351
Story1	C11	0.9D+Ey+0.3Ex	0	-2.4808	2.3326
Story1	C11	0.9D+Ey+0.3Ex	1.15	-2.3255	0.6994
Story1	C11	0.9D+Ey+0.3Ex	2.3	-2.1703	0.7729
Story1	C11	0.9D-Ex-0.3Ey	0	-2.3948	5.4704
Story1	C11	0.9D-Ex-0.3Ey	1.15	-2.2396	1.6993
Story1	C11	0.9D-Ex-0.3Ey	2.3	-2.0843	1.9351
Story1	C11	0.9D-Ey-0.3Ex	0	-2.4808	2.3326
Story1	C11	0.9D-Ey-0.3Ex	1.15	-2.3255	0.6994
Story1	C11	0.9D-Ey-0.3Ex	2.3	-2.1703	0.7729
Story1	C11	1.2D+L-Ex-0.3Ey	0	-5.0521	5.5177
Story1	C11	1.2D+L-Ex-0.3Ey	1.15	-4.8451	1.6933
Story1	C11	1.2D+L-Ex-0.3Ey	2.3	-4.6381	1.8757
Story1	C11	1.2D+L-Ey-0.3Ex	0	-5.138	2.3798

<b>Momentos y Cargas P en columnas</b>					
<b>Story</b>	<b>Column</b>	<b>Load Case/Combo</b>	<b>Station m</b>	<b>P Tonf</b>	<b>M3 Tonf-m</b>
Story1	C11	1.2D+L-Ey-0.3Ex	1.15	-4.931	0.6933
Story1	C11	1.2D+L-Ey-0.3Ex	2.3	-4.724	0.7135
Story1	C11	ENVOLVENTE	0	1.6772	5.5177
Story1	C11	ENVOLVENTE	1.15	1.6772	1.6993
Story1	C11	ENVOLVENTE	2.3	1.6772	1.9412

Entonces se obtienen los siguientes datos para empezar a diseñar:

$$P_u = 1.6772 \text{ Ton} = 1677.2 \text{ Kg}$$

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

$$M_u = 5.5177 \text{ Ton} - \text{m} = 551777 \text{ Kg} - \text{cm} \quad d = 25 - 5 = 20 \text{ cm}$$

$$F_R = 0,8 \text{ (Con confinamiento)}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d/h = 0,8$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$f''_c = 0,85 * 0,80 * f'_c = 0,85 * 0,80 * 210$$

$$F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''_c = 142.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Calculamos los valores de K y R

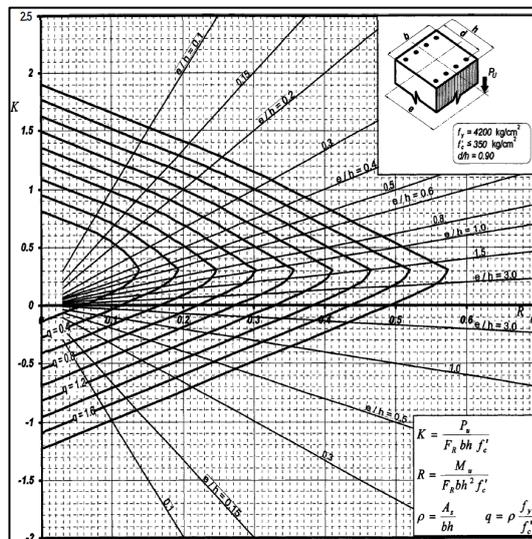
$$K = \frac{P_u}{F_R * b * h * f'_c} = \frac{1677.2}{0,8 * 25 * 25 * 210} = 0,02$$

$$R = \frac{M_u}{F_R * b * h^2 * f'_c} = \frac{551777}{0,8 * 25 * 25^2 * 210} = 0,21$$

Para el diseño de las columnas se tiene el diagrama de interacción en donde se verifica que se debe de poseer para esta estructura un  $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$  y un  $F'_c \leq 350 \text{ Kg/cm}^2$  y se está usando un  $F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  y la relación que hay entre el peralte y la altura  $d/h=0,90$

**Figura 36**

Diagrama de Interacción para Diseño de Columnas  $F_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $F'_c < 350 \text{ Kg/cm}^2$  y  $d/h=0.9$



Nota. La figura muestra *Diagrama de Interacción para Diseño de Columnas*  $F_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $F'_c < 350 \text{ Kg/cm}^2$  y  $d/h=0.9$  con los distintos valores de  $q$ , que se obtendrá de acuerdo a los valores de  $K$  y  $R$ . Obtenido de González Cuevas and Robles Fernández Villegas (2002)

Con el diagrama de interacción relacionado los valores de  $K$  y  $R$  se obtiene un  $q=0.7$ , este valor servirá para hallar el valor de la cuantía, de la siguiente manera:

$$\rho = q * \frac{f'_c}{f_y} = 0,7 * \frac{142.8}{4200} = 0.0238$$

De acuerdo al ACI recomienda que la cuantía mínima requerida este en el rango de 1% y 6%. Por lo que se puede acertar que la cuantía calculada anteriormente **cumple** con los requerimientos del ACI.

A continuación, se procede a calcular el área del acero requerida con la siguiente formula:

$$A_{s \text{ diseño}} = \rho * b * h = 0.0238 * 25 * 25 = 14.88 \text{ cm}^2$$

Las varillas que recomienda la norma para el armado de la columna son varillas con diámetro de 10mm y se escoge para este caso 8 varillas de tal diámetro para la verificación.

$$A_{s\text{ real}} = 8 * 0.79 = 6.32 \text{ cm}^2$$

Este acero transformado a cuantía nos da un valor de:

$$\rho = \frac{A_s}{b * h} = \frac{6.32}{25 * 25} = 0.010$$

Cumple con los requerimientos, está dentro del rango establecido, lo recomendable en las cuantías para las columnas es 1.5% al 2%

La norma ACI nos hace otro requerimiento que debe de cumplirse y es que el acero real tiene que ser mayor o igual al acero requerido o diseño.

$$A_{s\text{ real}} \geq A_{s\text{ diseño}} \quad \rightarrow \quad 6.32 \text{ cm}^2 \leq 14.88 \text{ cm}^2$$

Se aprecia que este requisito no cumple con lo establecido en la NEC. Además, que la separación entre varillas en los ejes, no debe ser menor a 5cm ni sobrepasar los 15cm con la siguiente ecuación:

$$s = \frac{(h - (2r) - (\#varillas * \text{diam. de varilla}))}{\# \text{espacios entre varillas}}$$

$$sh = \frac{(25 - (2 * 5) - (3 * 1.0))}{2} = 6 \text{ cm} \text{ “Cumple”}$$

$$sb = \frac{(25 - (2 * 5) - (3 * 1.0))}{2} = 6 \text{ cm} \text{ “Cumple”}$$

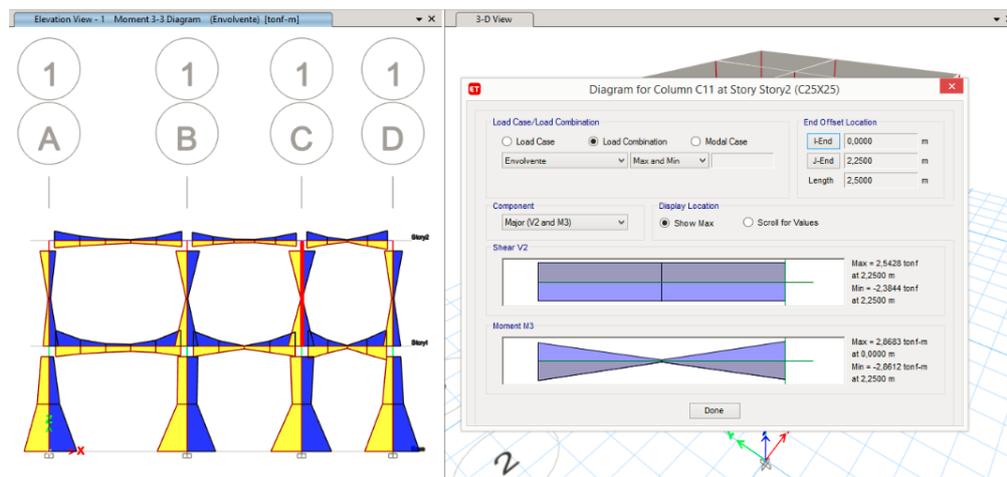
Se evidencia que el espaciamiento cumple de acuerdo al diámetro de varillas elegidas, pero el acero no.

### 3.6.2 Segundo piso Columna de 20x20 cm

**Diseño de Flexo compresión.** La Figura 37 presenta el diagrama de momentos producidos por la combinación de la Envolvente, además, se identifica la columna C11 que soporta el momento máximo

**Figura 37**

*Momentos máximos de la columna de la combinación Envolvente*



Nota. Momentos de la columna crítica obtenida del Programa Etabs

Este diseño se basará en utilizar el diagrama de interacción, en donde se usará la mayor carga puntual y el mayor momento actuante de la columna que se muestra en la Tabla 30.

**Tabla 30**

*Momentos y cargas P en columnas*

Momentos y Cargas P en columnas					
Story	Column	Load Case/Combo	Station	P	M3
			M	Tonf	Tonf-m
Story2	C11	L	0	-0.3126	0.0211
Story2	C11	L	1.15	-0.3126	0.0029
Story2	C11	L	2.3	-0.3126	-0.0153
Story2	C11	Ex	0	0.6959	2.1001
Story2	C11	Ex	1.15	0.6959	0.1334
Story2	C11	Ex	2.3	0.6959	2.1947
Story2	C11	Ey	0	0.6379	0.2942
Story2	C11	Ey	1.15	0.6379	0.0197
Story2	C11	Ey	2.3	0.6379	0.3015
Story2	C11	D	0	-1.6433	0.0776

<b>Momentos y Cargas P en columnas</b>					
<b>Story</b>	<b>Column</b>	<b>Load Case/Combo</b>	<b>Station</b>	<b>P</b>	<b>M3</b>
			<b>M</b>	<b>Tonf</b>	<b>Tonf-m</b>
Story2	C11	D	1.15	-1.5329	0.0099
Story2	C11	D	2.3	-1.4225	-0.0578
Story2	C11	1.2D+1.6L	0	-2.4722	0.1269
Story2	C11	1.2D+1.6L	1.15	-2.3397	0.0165
Story2	C11	1.2D+1.6L	2.3	-2.2072	-0.0938
Story2	C11	1.2D+L+Ex+0.3Ey	0	-1.3974	2.3026
Story2	C11	1.2D+L+Ex+0.3Ey	1.15	-1.2649	0.154
Story2	C11	1.2D+L+Ex+0.3Ey	2.3	-1.1324	2.2005
Story2	C11	1.2D+L+Ey+0.3Ex	0	-1.438	1.0384
Story2	C11	1.2D+L+Ey+0.3Ex	1.15	-1.3055	0.0744
Story2	C11	1.2D+L+Ey+0.3Ex	2.3	-1.173	0.8753
Story2	C11	1.4D	0	-2.3007	0.1086
Story2	C11	1.4D	1.15	-2.1461	0.0138
Story2	C11	1.4D	2.3	-1.9915	-0.081
Story2	C11	0.9D+Ex+0.3Ey	0	-0.5918	2.2582
Story2	C11	0.9D+Ex+0.3Ey	1.15	-0.4924	0.1482
Story2	C11	0.9D+Ex+0.3Ey	2.3	-0.3931	2.2331
Story2	C11	0.9D+Ey+0.3Ex	0	-0.6324	0.9941
Story2	C11	0.9D+Ey+0.3Ex	1.15	-0.533	0.0686
Story2	C11	0.9D+Ey+0.3Ex	2.3	-0.4337	0.9079
Story2	C11	0.9D-Ex-0.3Ey	0	-0.5918	2.2582
Story2	C11	0.9D-Ex-0.3Ey	1.15	-0.4924	0.1482
Story2	C11	0.9D-Ex-0.3Ey	2.3	-0.3931	2.2331
Story2	C11	0.9D-Ey-0.3Ex	0	-0.6324	0.9941
Story2	C11	0.9D-Ey-0.3Ex	1.15	-0.533	0.0686
Story2	C11	0.9D-Ey-0.3Ex	2.3	-0.4337	0.9079
Story2	C11	1.2D+L-Ex-0.3Ey	0	-1.3974	2.3026
Story2	C11	1.2D+L-Ex-0.3Ey	1.15	-1.2649	0.154
Story2	C11	1.2D+L-Ex-0.3Ey	2.3	-1.1324	2.2005
Story2	C11	1.2D+L-Ey-0.3Ex	0	-1.438	1.0384

<b>Momentos y Cargas P en columnas</b>					
Story	Column	Load Case/Combo	Station	P	M3
			M	Tonf	Tonf-m
Story2	C11	1.2D+L-Ey-0.3Ex	1.15	-1.3055	0.0744
Story2	C11	1.2D+L-Ey-0.3Ex	2.3	-1.173	0.8753
Story2	C11	ENVOLVENTE	0	0.6959	2.3026
Story 2	C11	ENVOLVENTE	1.15	0.6959	0.154
Story 2	C11	ENVOLVENTE	2.3	0.6959	2.2331

Entonces se obtienen los siguientes datos para empezar a diseñar:

$$P_u = 0.6959 \text{ Ton} = 695.9 \text{ Kg}$$

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

$$M_u = 2.3026 \text{ Ton} - \text{m} = 23026 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$d = 20 - 4 = 16 \text{ cm}$$

$$F_R = 0,8 \text{ (Con confinamiento)}$$

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

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d/h = 0,8$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$f''c = 0,85 * 0,80 * f'c = 0,85 * 0,80 * 210$$

$$F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 142.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Se calculan los valores de K y R

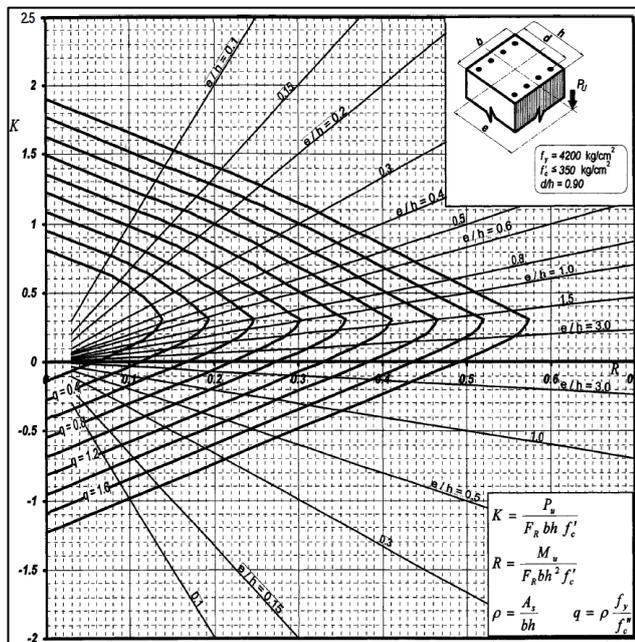
$$K = \frac{P_u}{F_R * b * h * f'_c} = \frac{695.9}{0,8 * 25 * 25 * 210} = 0,01$$

$$R = \frac{M_u}{F_R * b * h^2 * f'_c} = \frac{23026}{0,8 * 25 * 25^2 * 210} = 0,17$$

Para el diseño de las columnas se presenta el diagrama de interacción en donde se verifica que se debe de poseer para esta estructura un  $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$  y un  $F'c \leq 350 \text{ Kg/cm}^2$  y se está usando un  $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  y la relación que hay entre el peralte y la altura  $d/h=0,90$

**Figura 38**

Diagrama de Interacción para Diseño de Columnas  $F_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $F'_c < 350 \text{ Kg/cm}^2$  y  $d/h=0.9$



Nota. La figura nos muestra *Diagrama de Interacción para Diseño de Columnas*  $F_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $F'_c < 350 \text{ Kg/cm}^2$  y  $d/h=0.9$  con los distintos valores de  $q$ , que se obtiene de acuerdo a los valores de  $K$  y  $R$ . Obtenido de González Cuevas and Robles Fernández Villegas (2002)

Con el diagrama de interacción relacionado los valores de  $K$  y  $R$  se obtiene un  $q=0.7$ , este valor nos servirá para hallar el valor de la cuantía de la siguiente manera.

$$\rho = q * \frac{f'_c}{f_y} = 0,5 * \frac{142.8}{4200} = 0.017$$

De acuerdo al ACI recomienda que la cuantía mínima requerida este en el rango de 1% y 6%. Por lo que se puede acertar que la cuantía calculada anteriormente **cumple** con los requerimientos del ACI.

A continuación, se procede a calcular el área del acero requerida con la siguiente fórmula:

$$A_s \text{ diseño} = \rho * b * h = 0.017 * 20 * 20 = 6.80 \text{ cm}^2$$

Las varillas que recomienda la norma para el armado de la columna son varillas con diámetro de 10mm y escogimos para este caso 8 varillas de tal diámetro para la verificación.

$$A_s \text{ real} = 8 * 0.79 = 6.32 \text{ cm}^2$$

Este acero transformado a cuantía nos da un valor de:

$$\rho = \frac{A_s}{b * h} = \frac{6.32}{20 * 20} = 0.015$$

Cumple con los requerimientos, está dentro del rango establecido, lo recomendable en las cuantías para las columnas es 1.5% al 2%.

La norma ACI nos hace otro requerimiento que debe de cumplirse y es que el acero real tiene que ser mayor o igual al acero requerido o diseño.

$$A_s \text{ real} \geq A_s \text{ diseño} \quad \rightarrow \quad 6.32 \text{ cm}^2 \geq 14.88 \text{ cm}^2$$

Demuestra que este requisito no cumple con lo establecido en la NEC. Además, que la separación entre varillas en los ejes, no debe ser menor a 5cm ni sobrepasar los 15cm con la siguiente ecuación

$$s = \frac{(h - (2r) - (\#varillas * \text{diam. de varilla}))}{\# \text{espacios entre varillas}}$$

$$sh = \frac{(20 - (2*4) - (3*1.0))}{2} = 4.5 \text{ cm} \quad \text{“No Cumple”}$$

$$sb = \frac{(20 - (2*4) - (3*1.0))}{2} = 4.5 \text{ cm} \quad \text{“No Cumple”}$$

Se evidencia que el espaciamiento no cumple de acuerdo al diámetro de varillas elegidas junto con el acero

### 3.6.3 Refuerzo transversal

$$A_{sh} \text{ provisto} \geq A_{sh} \text{ requerido} \quad \rightarrow \quad 1.01 \text{ cm}^2 \geq 3.2 \text{ cm}^2 \quad \text{“No Cumple”}$$

### 3.7 Diseño de Vigas

Para el diseño se escogió la viga B5 del piso 1 se tomaron los momentos máximos que resultaron del análisis de las combinaciones del programa Etabs 2016. Primero se determinan las cuantías de acero longitudinal que requiere la viga, para lo que se utilizarán las siguientes expresiones establecidas en la norma.

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{F'c}}{4 * Fy} * bw * d$$

$$A_{smin} = \frac{4 * \sqrt{210kg/cm^2}}{5 * 4200kg/cm^2} * 20cm * 16cm$$

$$A_{smin} = 0.883cm^2$$

$$A_{smin} = \frac{14}{Fy} * bw * d$$

$$A_{smin} = \frac{14}{4200kg/cm^2} * 20cm * 16cm$$

$$A_{smin} = 1.0666cm^2$$

Se escoge el mayor valor de las dos ecuaciones  $A_{smin} = 1.75cm^2$

El valor de la cuantía máxima permisible se la calcula a partir de:

$$\rho = \frac{0.85 * f_c}{f_y} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0.85 * f_c}} \right)$$

$$A_s = \rho * b * d$$

Se debe cumplir con que  $A_s > A_{smin}$

**Tabla 31**

*Verificación del  $A_s$*

Tramo	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
	P	$A_s(cm^2)$	P	$A_s(cm^2)$	P	$A_s(cm^2)$
<b>Superior</b>	0,02095	5,6177	0,004298	1,75902	0,02203	5,901521
<b>Inferior</b>	0,008805	2,6076	0,00872	2,4781	0,009146	2,7272
<b><math>A_s &gt; A_{smin}</math></b>	CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE	

Después de verificar si cumple se calcula la cuantía máxima permisible y se compara con la determinada.

$$\rho_b = 0.85 * \beta * \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003} \right)$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{20.594 \text{Mpa}}{412.08 \text{Mpa}} \left( \frac{0.003}{\frac{412.08 \text{Mpa}}{200055.66 \text{Mpa}} + 0.003} \right)$$

$$\rho_b = 0.02140 \quad \rho_{max} = 0.5 * \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.5 * 0.02140 \quad \rho_{max} = 0.0107$$

**Tabla 32**

*Verificación de la cuantía mínima*

Tramo	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
	P	$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$	$\rho$	$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$	P	$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$
<b>Superior</b>	0,02095	0.0107	0,004298	0.0107	0,02201	0.0107
<b>Inferior</b>	0,008801	0.0107	0,00872	0.0107	0,00911	0.0107
<b><math>\rho &lt; \rho_{max}</math></b>	<b>NO CUMPLE</b>		<b>CUMPLE</b>		<b>NO CUMPLE</b>	

En la tabla se puede observar que las secciones de 20x20 cm de la viga no son suficientes para resistir los momentos que se generaran en la estructura ya que no cumplen con los valores mínimos de la cuantía balanceada, por lo que la norma recomienda que las secciones de la viga sean aumentadas.

### 3.8 Cálculo de Derivas

Para el cálculo de las derivas se procede a realizar lo siguiente:

Con una altura por piso de 2.5m y un factor de reducción R igual a 3, se procede a calcular una vez obtenidos los desplazamientos del programa Etabs

El desplazamiento resultante para el piso 2 es:

$$R = \sqrt{Ux^2 + Uy^2} = \sqrt{0.03396^2 + 0.00107^2} = 0.0340 \text{ m}$$

Para la deriva elástica  $\Delta E$  se obtiene de la diferencia de los desplazamientos resultantes de cada piso dividido para la altura que tiene cada piso

$$\Delta E = \frac{R_2 - R_1}{h} = \frac{0.0340 - 0.0137}{2.5} = 0.0081$$

Para la deriva inelástica se aplica la siguiente formula en donde se obtiene:

$$\Delta M = 0.75 R \Delta E = 0.75 * 3 * 0.0081 = 1.82\%$$

Se aprecia que esta sí cumple con lo establecido en la norma NEC-15, puesto que es menor al 2%.

En la tabla 33 y tabla 34 se muestran las derivas inelásticas máximas por piso en cada dirección de la estructura respectivamente.

**Tabla 33**

*Derivas inelásticas con sismo en dirección X*

Story	U <sub>x</sub> m	U <sub>y</sub> M	Resultante m	Deriva Elástica $\Delta E$	Deriva Inelástica $\Delta M$	NEC-15 $\Delta$ Máx. < 0.02
PISO 2	0.03396	0.00107	0.0340	0.0081	1.82%	<b>SÍ CUMPLE</b>
PISO 1	0.01371	0.00042	0.0137	0.0055	1.23%	<b>SÍ CUMPLE</b>

**Tabla 34**

*Derivas inelásticas con sismo en dirección Y*

Story	U <sub>x</sub> m	U <sub>y</sub> M	Resultante m	Deriva Elástica $\Delta E$	Deriva Inelástica $\Delta M$	NEC-15 $\Delta$ Máx. < 0.02
PISO 2	0.00107	0.03808	0.0381	0.0092	2.07%	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 1	0.00043	0.01506	0.0151	0.0060	1.36%	<b>SÍ CUMPLE</b>

Como podemos darnos cuenta en la deriva del piso 2 en dirección Y no cumple con las derivas permitidas por la NEC-15 por lo que se procede a diseñar nuevamente la estructura. Se realiza un aumento en las dimensiones de las columnas.

### 3.9 Cálculo de Torsiones

A continuación, se muestran los desplazamientos máximos originados del piso 2 y piso 1, posterior se realiza el cálculo de la resultante de dichos desplazamientos junto con las derivas elásticas, procediendo así a sacar el valor máximo de cada piso para verificar con la fórmula de torsión si cumple o no con lo establecido en la NEC-15.

En la tabla 35 y 36 se muestran irregularidades torsionales por piso en cada dirección de la estructura respectivamente. Por lo que podemos darnos cuenta que no existe torsión excesiva.

**Tabla 35**

*Irregularidad torsional con sismo en dirección X*

Story	Ux	Uy	R	Deriva Elástica	Deriva Elástica	Valor Máx	Torsión Excesiva (?)	Torsión < 1.2 (?)
	m	m	m	m	m/m			
Story2	0.0320	0.0040	0.0323	0.019	0.008	0.0086	1.0558	<b>SÍ CUMPLE</b>
Story2	0.0359	0.0040	0.0361	0.022	0.009			
Story1	0.0129	0.0016	0.0130	0.013	0.005	0.0058	1.0562	<b>SÍ CUMPLE</b>
Story1	0.0145	0.0016	0.0146	0.015	0.006			

**Tabla 36**

*Irregularidad torsional con sismo en dirección Y*

Story	Ux	Uy	U	Deriva Elástica	Deriva Elástica	Valor Máx	Torsión Excesiva (?)	Torsión < 1.2 (?)
	m	m	M	m	m/m			
Story2	0.0044	0.0334	0.0337	0.020	0.008	0.0081	1.0008	<b>SÍ CUMPLE</b>
Story2	0.0048	0.0334	0.0337	0.020	0.008			
Story1	0.0017	0.0131	0.0132	0.013	0.005	0.0053	1.0009	<b>SÍ CUMPLE</b>
Story1	0.0019	0.0131	0.0133	0.013	0.005			

### 3.10 Índice de estabilidad

Los siguientes desplazamientos se los obtiene del programa Etabs en la tabla de los centros de masa. Posterior a esto se procede con el cálculo mediante los siguientes parámetros

El peso total y el  $V_x$  de la estructura mostrado en la Tabla 20, los desplazamientos  $U_x$  y  $U_y$  del programa, se calcula el desplazamiento resultante de cada piso, luego se realiza la diferencia de las resultantes del piso 2 con el piso 1, entonces el índice de estabilidad se calcula con la siguiente fórmula:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta E_i}{V_{xi} h_i}$$

A continuación, en la Tabla 37 y Tabla 38 se muestra el análisis de los índices de estabilidad en dirección X y dirección Y respectivamente.

**Tabla 37**

*Índice de estabilidad con sismo en dirección X*

Story	P Ton	V <sub>x</sub> Ton	UX M	UY m	R M	ΔE m	Qi	Qi < 0.3
PISO 2	32.40	17.565	0.033959	0.001066	0.034	0.020	0.015	SI CUMPLE
PISO 1	73.46	37.476	0.013705	0.00042	0.014	0.014	0.011	SI CUMPLE

**Tabla 38**

*Índice de estabilidad con sismo en dirección Y*

Story	P Ton	V Ton	UX M	UY m	R M	ΔE m	Qi	Qi < 0.3
PISO 2	32.40	17.565	0.001052	0.037537	0.038	0.023	0.017	SI CUMPLE
PISO 1	73.46	37.476	0.000427	0.014843	0.015	0.015	0.012	SI CUMPLE

### 3.11 Rediseño de la estructura con el sistema de pórticos

Debido a que anteriormente en la sección 3.9 se pudo comprobar que las secciones de columnas que recomendaba la norma NEC-SE-VIVIENDA columnas de 25x25 para el piso 1 y columnas de 20x20 para el piso 2 no cumplía con los requisitos del ACI-319-19 como era el acero requerido para las varillas longitudinales y el diámetro de varilla para los estribos tampoco cumplía debido a que su acero era menor, y además las derivas en la sección de sismo en Y no cumplía con los requerimientos, se decidió aumentar las secciones de los elementos columnas y vigas a 5 cm más correspondientemente junto con el diámetro de las varillas de ser necesario, debido a este cambio se realiza nuevamente el ajuste del cortante basal, diseño de las columnas y vigas, y verificación de las derivas y torsiones ya que el peso de la estructura no es el mismo varía.

#### 3.11.1 Reajuste del cortante basal

Para el cortante basal se tiene lo siguiente:

**Tabla 39**

*Verificación del cortante basal*

Cortante basal suelo tipo c - Santa Elena Z = 0,5							
<b>N</b>	1.80	<b>z</b>	0.5	<b>Fa</b>	1.18	<b>Sa</b>	1.062
<b>Ct</b>	0.055	<b>α</b>	0.9	<b>h<sub>t</sub></b>	5.00	<b>T</b>	0.234
<b>φ<sub>P</sub></b>	1	<b>φ<sub>E</sub></b>	1	<b>R</b>	3	<b>k</b>	1
<b>I</b>	1	<b>Cs</b>	0.354			<b>V<sub>x</sub></b>	40.361

Como el peso total de la estructura es de 114.014, el coeficiente de cortante basal necesario para nuestra estructura es el mostrado en la ecuación siguiente:

$$V = \frac{1 * 1.062}{3 * 1 * 1} W \Rightarrow 0.354(114.014) \Rightarrow V = 40.361$$

**Tabla 40***Cortante basal distribuido por pisos*

Piso	$h_i$	$\omega_i$	$\omega_i * (h_i)^k$	$\frac{\omega_i * (h_i)^k}{\sum \omega_i * (h_i)^k}$	$F_i = F_x$	$V_x$	<b>0.3*Fx (Ton)</b>
Piso 2	5	56.8401	284.201	0.822	30.812	30.812	9.244
Piso 1	2.5	57.1739	142.935	0.414	15.497	46.309	4.649
<b>WT</b>		114.0140	427.135	1.236	<b>V</b>	46.000	

En la siguiente tabla se tiene la distribución de fuerza lateral en dirección x, con su corte basal estático calculado y cortante dinámico obtenido del programa:

**Tabla 41***Comparación del Cortante basal estático y cortante basal dinámico en sentido X*

PISOS	Carga W	Cortante Estático		
		Corte Estático - VE	basal 80% Cortante Estático	Cortante Dinámico-VD (Ton)
2	56.84	30.812	24.650	10.436
1	57.17	15.497	12.397	8.753
	114.01	<b>46.309</b>	37.047	<b>19.189</b>

**Tabla 42***Comparación del Cortante basal estático y cortante basal dinámico en sentido Y*

PISOS	Carga W	Cortante Estático		
		Corte Estático - VE	basal 80% Cortante Estático	Cortante Dinámico-VD (Ton)
2	56.84	30.812	24.650	10.3782
1	57.17	15.497	12.397	8.5413
	114.01	<b>46.309</b>	37.047	<b>18.920</b>

El valor del cortante dinámico total en la base obtenida por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser para el caso de estructuras regulares como la de esta estructura **<80% del cortante basal V obtenido por el método estático.**

Se procede a realizar el cálculo respectivo mediante la ecuación siguiente en donde se divide la sumatoria del cortante dinámico sobre la sumatoria del cortante estático.

En el sentido X se tiene:

$$\frac{\sum VD}{\sum VE} = \frac{19.189 \text{ Ton}}{46.309 \text{ Ton}} = \mathbf{0.4144}$$

En el sentido Y se tiene:

$$\frac{\sum VD}{\sum VE} = \frac{18.920 \text{ Ton}}{46.309 \text{ Ton}} = \mathbf{0.4086}$$

Se observa que **No Cumple** en ambas direcciones con la condición mencionada anteriormente, por lo que se procede a realizar la corrección obteniendo un factor, que se procederá a multiplicar por la aceleración de la gravedad que es 9.8067

En el sentido X se tiene:

$$\mathbf{Fact. Correc} = \frac{VD/VE}{\sum VD / \sum VE} = \frac{0.80}{0.4144} = \mathbf{1.93064}$$

$$\mathbf{Fact. Correc} = 1.93064 \times 9.8067 = \mathbf{18.9332}$$

Entonces el Factor de corrección que se ingresa al programa será **18.9332**

En el sentido Y se tiene:

$$\mathbf{Fact. Correc} = \frac{VD/VE}{\sum VD / \sum VE} = \frac{0.80}{0.4086} = \mathbf{1.958}$$

$$\mathbf{Fact. Correc} = 1.958 \times 9.8067 = \mathbf{19.2029}$$

Entonces el Factor de corrección que se ingresa al programa será **19.2029**.

Una vez hecha la corrección en el programa se procede a realizar la verificación nuevamente.

**Tabla 43**

*Verificación del cortante basal en el programa en el sentido X*

PISOS	Carga W	Corte basal Estático - VE	Cortante Estático	
			80% Cortante Estático	Cortante Dinámico- VD (Ton)
2	56.84	30.812	24.650	20.1482
1	57.17	15.497	12.397	16.8987
	114.01	<b>46.309</b>	37.047	<b>37.047</b>

**Tabla 44**

*Verificación del cortante basal en el programa en el sentido Y*

PISOS	Carga W	Corte basal Estático - VE	Cortante Estático	
			80% Cortante Estático	Cortante Dinámico- VD (Ton)
2	56.84	30.812	24.650	20.3221
1	57.17	15.497	12.397	16.7249
	114.01	<b>46.309</b>	37.047	<b>37.047</b>

### 3.11.2 Diseño de Columnas

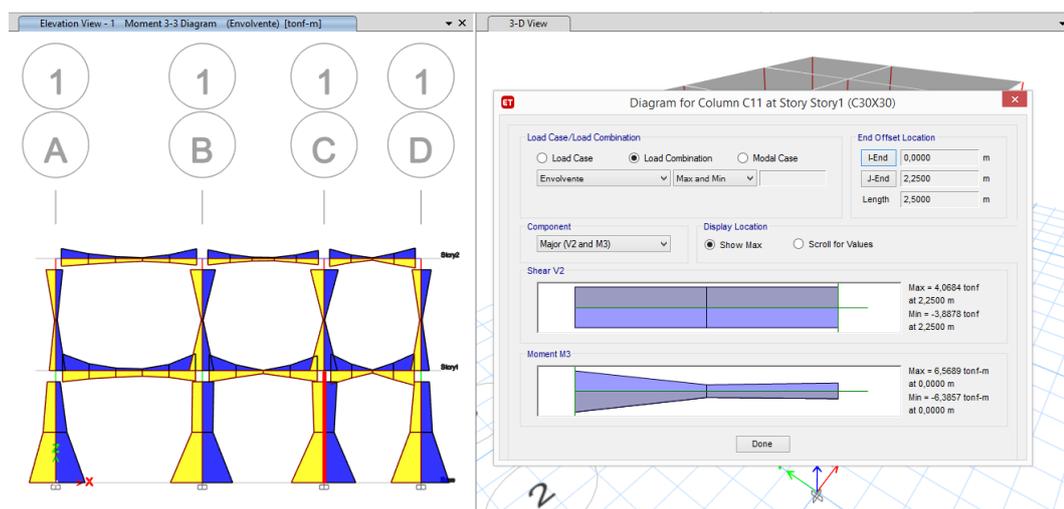
Para el diseño de las columnas, una vez que estén creadas en el programa se generan en qué columna de ambos pisos se encuentran los momentos máximos, para realizar la verificación de las mismas.

**Primer piso.** Columna de 30x30 cm

**Diseño de Flexo compresión.** La figura 39 presenta el diagrama de momentos producidos por la combinación de Envolvente, además, se identifica la columna C11 que soporta el momento máximo.

**Figura 39**

*Momentos máximos de la columna de la combinación Envolvente*



Nota. Momentos de la columna crítica obtenida del Programa Etabs

Para este diseño se utilizará el diagrama de interacción, en donde se usa la mayor carga puntual y el mayor momento actuante de la columna que se muestra en la Tabla 45.

**Tabla 45**

*Momentos y Cargas P en columnas*

Story	Column	Load Case/Combo	Station m	P Tonf	M3 Tonf-m
Story1	C11	L	0	-1.1447	0.0215
Story1	C11	L	1.125	-1.1447	-0.0023
Story1	C11	L	2.25	-1.1447	-0.0262
Story1	C11	Ex	0	2.1202	6.2063
Story1	C11	Ex	1.125	2.1202	1.9398
Story1	C11	Ex	2.25	2.1202	2.363
Story1	C11	Ey	0	2.0662	0.829

<b>Story</b>	<b>Column</b>	<b>Load Case/Combo</b>	<b>Station</b>	<b>P</b>	<b>M3</b>
			<b>m</b>	<b>Tonf</b>	<b>Tonf-m</b>
Story1	C11	Ey	1.125	2.0662	0.2502
Story1	C11	Ey	2.25	2.0662	0.3349
Story1	C11	D	0	-5.7253	0.077
Story1	C11	D	1.125	-5.4823	-0.0084
Story1	C11	D	2.25	-5.2393	-0.0938
Story1	C11	1.2D+1.6L	0	-8.7019	0.1269
Story1	C11	1.2D+1.6L	1.125	-8.4103	-0.0138
Story1	C11	1.2D+1.6L	2.25	-8.1187	-0.1545
Story1	C11	1.2D+L+Ex+0.3Ey	0	-5.275	6.5689
Story1	C11	1.2D+L+Ex+0.3Ey	1.125	-4.9834	2.0024
Story1	C11	1.2D+L+Ex+0.3Ey	2.25	-4.6918	2.3247
Story1	C11	1.2D+L+Ey+0.3Ex	0	-5.3128	2.8048
Story1	C11	1.2D+L+Ey+0.3Ex	1.125	-5.0212	0.8197
Story1	C11	1.2D+L+Ey+0.3Ex	2.25	-4.7296	0.905
Story1	C11	1.4D	0	-8.0154	0.1078
Story1	C11	1.4D	1.125	-7.6752	-0.0118
Story1	C11	1.4D	2.25	-7.335	-0.1313
Story1	C11	0.9D+Ex+0.3Ey	0	-2.4127	6.5243
Story1	C11	0.9D+Ex+0.3Ey	1.125	-2.194	2.0073
Story1	C11	0.9D+Ex+0.3Ey	2.25	-1.9753	2.379
Story1	C11	0.9D+Ey+0.3Ex	0	-2.4505	2.7602
Story1	C11	0.9D+Ey+0.3Ex	1.125	-2.2318	0.8246
Story1	C11	0.9D+Ey+0.3Ex	2.25	-2.0131	0.9594
Story1	C11	0.9D-Ex-0.3Ey	0	-2.4127	6.5243
Story1	C11	0.9D-Ex-0.3Ey	1.125	-2.194	2.0073
Story1	C11	0.9D-Ex-0.3Ey	2.25	-1.9753	2.379
Story1	C11	0.9D-Ey-0.3Ex	0	-2.4505	2.7602
Story1	C11	0.9D-Ey-0.3Ex	1.125	-2.2318	0.8246
Story1	C11	0.9D-Ey-0.3Ex	2.25	-2.0131	0.9594
Story1	C11	1.2D+L-Ex-0.3Ey	0	-5.275	6.5689
Story1	C11	1.2D+L-Ex-0.3Ey	1.125	-4.9834	2.0024

Story	Column	Load Case/Combo	Station m	P Tonf	M3 Tonf-m
Story1	C11	1.2D+L-Ex-0.3Ey	2.25	-4.6918	2.3247
Story1	C11	1.2D+L-Ey-0.3Ex	0	-5.3128	2.8048
Story1	C11	1.2D+L-Ey-0.3Ex	1.125	-5.0212	0.8197
Story1	C11	1.2D+L-Ey-0.3Ex	2.25	-4.7296	0.905
Story1	C11	Envolvente	0	2.1202	6.5689
Story1	C11	Envolvente	1.125	2.1202	2.0073
Story1	C11	Envolvente	2.25	2.1202	2.379

Entonces se obtienen los siguientes datos para empezar a diseñar:

$$P_u = 2.1202 \text{ Ton} = 2120.2 \text{ Kg}$$

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

$$M_u = 6.5689 \text{ Ton} - \text{m} = 656890 \text{ Kg} - \text{cm} \quad d = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

$$F_R = 0,8 \text{ (Con confinamiento)}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d/h = 0,8$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$f'_c = 0,85 * 0,80 * f'_c = 0,85 * 0,80 * 210$$

$$F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''_c = 142.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Se calculan los valores de K y R

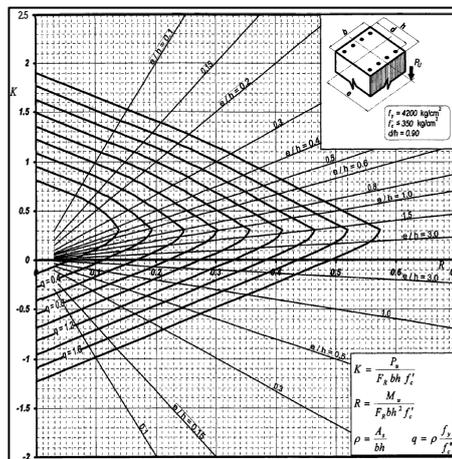
$$K = \frac{P_u}{F_R * b * h * f'_c} = \frac{2120.2}{0,8 * 25 * 25 * 210} = 0,01$$

$$R = \frac{M_u}{F_R * b * h^2 * f'_c} = \frac{656890}{0,8 * 25 * 25^2 * 210} = 0,14$$

Para el diseño de las columnas se tiene el diagrama de interacción en donde se verifica que se debe de poseer para esta estructura un  $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$  y un  $F'_c \leq 350 \text{ Kg/cm}^2$  y se usa un  $F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  y la relación que hay entre el peralte y la altura  $d/h=0,90$

**Figura 40**

Diagrama de Interacción para Diseño de Columnas  $F_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $F'_c < 350 \text{ Kg/cm}^2$  y  $d/h=0.9$



Nota. La figura nos muestra *Diagrama de Interacción para Diseño de Columnas*  $F_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $F'_c < 350 \text{ Kg/cm}^2$  y  $d/h=0.9$  con los distintos valores de  $q$ , que obtendremos de acuerdo a los valores de  $K$  y  $R$ . Obtenido de González Cuevas and Robles Fernández Villegas (2002)

Con el diagrama de interacción relacionado los valores de  $K$  y  $R$  se obtiene un  $q = 0.4$ , este valor que servirá para hallar el valor de la cuantía de la siguiente manera

$$\rho = q * \frac{f'_c}{f_y} = 0,4 * \frac{142.8}{4200} = 0.0136$$

De acuerdo al ACI recomienda que la cuantía mínima requerida est en el rango de 1% y 6%. Por lo que se puede acertar que la cuantía calculada anteriormente **cumple** con los requerimientos del ACI.

A continuación, se procede a calcular el área del acero requerida con la siguiente fórmula:

$$A_{s \text{ diseño}} = \rho * b * h = 0.0136 * 30 * 30 = 12.24 \text{ cm}^2$$

Las varillas que se escogieron para el armado de la columna son varillas con diámetro de 14mm y se escogieron para este caso 8 varillas de tal diámetro distribuidas uniformemente en dos ejes para la verificación. Para el acero real se obtiene:

$$A_{s\text{ real}} = 8 * 1.54 = 12.32 \text{ cm}^2$$

Este acero transformado a cuantía nos da un valor de:

$$\rho = \frac{A_s}{b * h} = \frac{12.32}{30 * 30} = 0.014$$

Cumple con los requerimientos, está dentro del rango establecido, lo recomendable en las cuantías para las columnas es 1.5% al 2%

La norma ACI nos hace otro requerimiento que debe de cumplirse y es que el acero real tiene que ser mayor o igual al acero requerido o diseño.

$$A_{s\text{ real}} \geq A_{s\text{ diseño}} \quad \rightarrow \quad 12.32 \text{ cm}^2 \geq 12.24 \text{ cm}^2$$

Nos damos cuenta que este requisito **cumple** con lo establecido en la NEC

También que la separación entre varillas en los ejes, no debe ser menor a 5cm ni sobrepasar los 15cm con la siguiente ecuación

$$s = \frac{(h - (2r) - (\#varillas * \text{diam. de varilla}))}{\# \text{espacios entre varillas}}$$

$$sh = \frac{(30 - (2*5) - (3*1.4))}{2} = 7.9 \text{ cm "Cumple"}$$

$$sb = \frac{(30 - (2*5) - (3*1.4))}{2} = 7.9 \text{ cm "Cumple"}$$

Evidenciamos que el espaciamiento cumple de acuerdo al diámetro de varillas elegidas.

**Refuerzo transversal.** Con las secciones detalladas anteriormente se realiza a continuación el cálculo del refuerzo transversal para la columna

Se tienen los siguientes datos:

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{db} = 14 \text{ cm}$$

$$\varnothing_{sh} = 12 \text{ cm}$$

- Para la longitud en la zona de confinamiento  $L_o$

$$L_o = h_{c1} = 25 \text{ cm}$$

$$L_o = h_{c2} = 25 \text{ cm}$$

$$L_o = \frac{l_c}{6} = \frac{230}{6} = 38.33 \text{ cm}$$

$$L_o = 45 \text{ cm} \quad \text{“Controla”}$$

- El espaciamiento entre estribos en la zona de confinamiento  $L_o$

$$S_1 = \frac{h_{c1}}{4} = \frac{30}{4} = 7.5 \text{ cm}$$

$$S_1 = 6_{db} = 6 * 1.4 = 8.4 \text{ cm}$$

$$S_1 = S_0 = 10 + \frac{35-h_x}{3} = 10 + \frac{35-20}{3} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Se acoge como moderado } S_1 = 5 \text{ cm} \quad \text{“Controla”}$$

- El espaciamiento entre estribos fuera de la zona de confinamiento  $L_o$

$$S_2 = 6_{db} = 6 * 1.4 = 8.4 \text{ cm}$$

$$S_2 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Se escoge para mayor facilidad de trabajo } S_2 = 8 \text{ cm} \quad \text{“Controla”}$$

- Diseño por confinamiento

$$A_{ch} = 20 * 20 = 400 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 30 * 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{F_y} = 0.3 \left( \frac{900}{400} - 1 \right) \frac{210}{4200} = 0.01875$$

**“Controla”**

$$A_{sh} = 0.09 \left( \frac{f'_c}{F_y} \right) = 0.09 \left( \frac{210}{4200} \right) = 0.0045$$

$$b_{c1} = h - 2r = 30 - 2 * 5 = 20 \text{ cm}$$

$$b_{c2} = h - 2r = 30 - 2 * 5 = 20 \text{ cm}$$

$$A_{sh} * bc1 = 0.01875 * 20 = 0.38$$

$$A_{sh} * bc2 = 0.01875 * 20 = 0.38$$

$$A_{sh \text{ requerido}} = A_{sh} * s = 0.38 * 10 = 3.8 \text{ cm}^2$$

Si se utiliza un estribo de 8mm cada 5cm dentro de la zona Lo

$$A_{sh \text{ provisto}} = \#ramas * \text{área} = 4 * 1.13 \text{ cm}^2 = 4.52 \text{ cm}^2$$

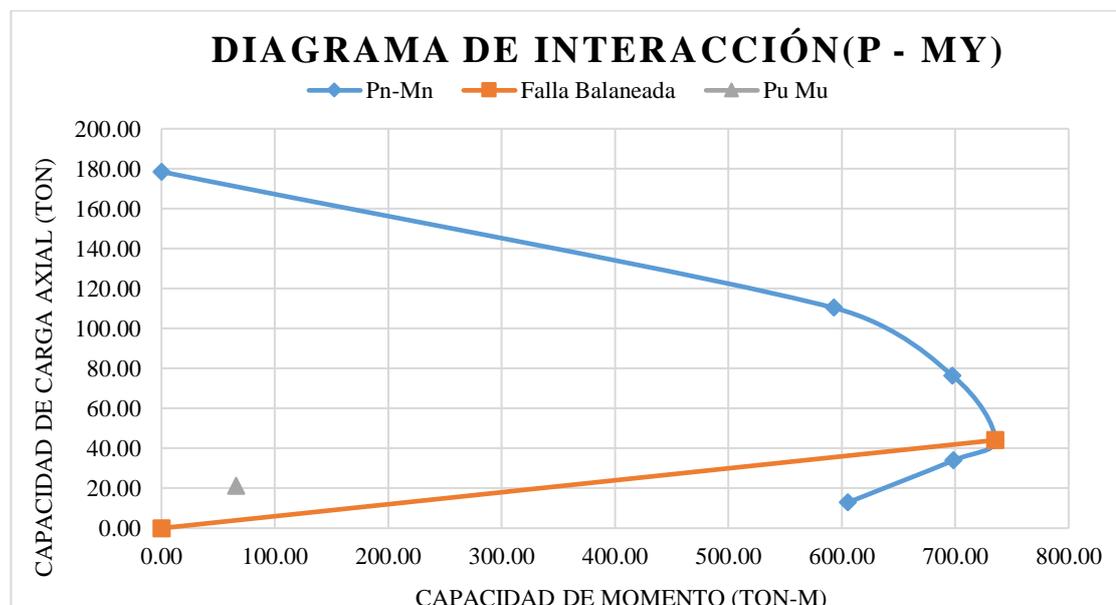
Entonces

$$A_{sh \text{ provisto}} \geq A_{sh \text{ requerido}} \rightarrow 4.52 \text{ cm}^2 \geq 3.75 \text{ cm}^2$$

**“Cumple”**

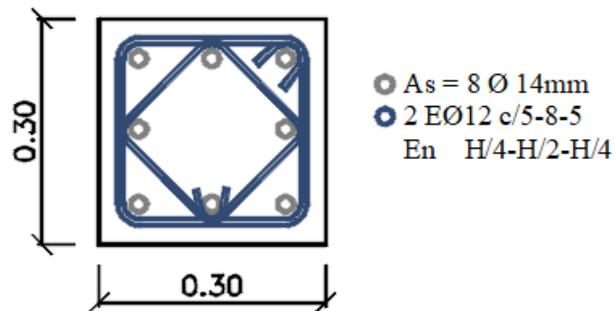
**Figura 41**

*Diagrama de interacción*



**Figura 42**

*Sección de la columna*

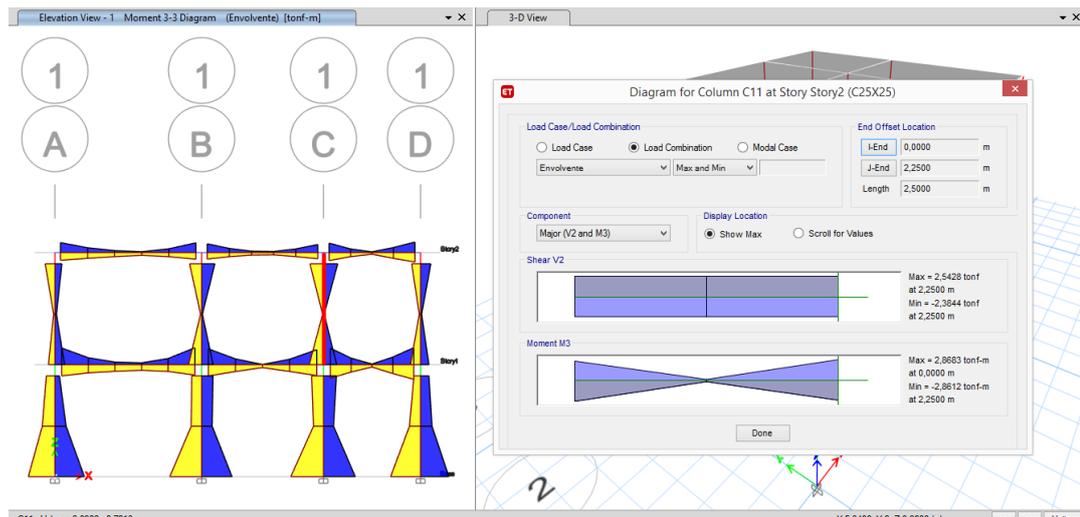


**Segundo piso.** Columna de 25x25 cm

*Diseño de Flexo compresión.* La figura 43 presenta el diagrama de momentos producidos por la combinación de la Envolvente, además, se identifican la columna C11 que soporta el momento máximo

**Figura 43**

*Momentos máximos de la columna de la combinación Envolvente*



Nota. Momentos de la columna crítica obtenida del Programa Etabs

Para este diseño se utiliza el diagrama de interacción, en donde se usa la mayor carga puntual y el mayor momento actuante de la columna que se muestra en la Tabla 46.

**Tabla 46***Momentos y Cargas P en columnas*

Story	Column	Load	Station	P	M3
		Case/Combo	m	Tonf	Tonf-m
Story2	C11	L	0	-0.3125	0.0225
Story2	C11	L	1.125	-0.3125	0.0034
Story2	C11	L	2.25	-0.3125	-0.0157
Story2	C11	Ex	0	0.8528	2.6319
Story2	C11	Ex	1.125	0.8528	0.1451
Story2	C11	Ex	2.25	0.8528	2.6615
Story2	C11	Ey	0	0.8323	0.3617
Story2	C11	Ey	1.125	0.8323	0.0223
Story2	C11	Ey	2.25	0.8323	0.3588
Story2	C11	D	0	-1.9698	0.0878
Story2	C11	D	1.125	-1.8011	0.012
Story2	C11	D	2.25	-1.6323	-0.0637
Story2	C11	1.2D+1.6L	0	-2.8638	0.1414
Story2	C11	1.2D+1.6L	1.125	-2.6613	0.0199
Story2	C11	1.2D+1.6L	2.25	-2.4588	-0.1016
Story2	C11	1.2D+L+Ex+0.3Ey	0	-0.6703	2.8195
Story2	C11	1.2D+L+Ex+0.3Ey	1.125	-0.5184	0.1626
Story2	C11	1.2D+L+Ex+0.3Ey	2.25	-0.3666	2.7118
Story2	C11	1.2D+L+Ey+0.3Ex	0	-0.6847	1.2304
Story2	C11	1.2D+L+Ey+0.3Ex	1.125	-0.5328	0.0767
Story2	C11	1.2D+L+Ey+0.3Ex	2.25	-0.3809	1.0999
Story2	C11	1.4D	0	-2.7577	0.1229
Story2	C11	1.4D	1.125	-2.5215	0.0169
Story2	C11	1.4D	2.25	-2.2852	-0.0892
Story2	C11	0.9D+Ex+0.3Ey	0	-0.6703	2.8195
Story2	C11	0.9D+Ex+0.3Ey	1.125	-0.5184	0.1626
Story2	C11	0.9D+Ex+0.3Ey	2.25	-0.3666	2.7118
Story2	C11	0.9D+Ey+0.3Ex	0	-0.6847	1.2304
Story2	C11	0.9D+Ey+0.3Ex	1.125	-0.5328	0.0767

Story	Column	Load	Station	P	M3
		Case/Combo	m	Tonf	Tonf-m
Story2	C11	0.9D+Ey+0.3Ex	2.25	-0.3809	1.0999
Story2	C11	0.9D-Ex-0.3Ey	0	-0.6703	2.8195
Story2	C11	0.9D-Ex-0.3Ey	1.125	-0.5184	0.1626
Story2	C11	0.9D-Ex-0.3Ey	2.25	-0.3666	2.7118
Story2	C11	0.9D-Ey-0.3Ex	0	-0.6847	1.2304
Story2	C11	0.9D-Ey-0.3Ex	1.125	-0.5328	0.0767
Story2	C11	0.9D-Ey-0.3Ex	2.25	-0.3809	1.0999
Story2	C11	1.2D+L-Ex-0.3Ey	0	-1.5738	2.8683
Story2	C11	1.2D+L-Ex-0.3Ey	1.125	-1.3713	0.1696
Story2	C11	1.2D+L-Ex-0.3Ey	2.25	-1.1688	2.6769
Story2	C11	1.2D+L-Ey-0.3Ex	0	-1.5881	1.2792
Story2	C11	1.2D+L-Ey-0.3Ex	1.125	-1.3856	0.0837
Story2	C11	1.2D+L-Ey-0.3Ex	2.25	-1.1831	1.0651
Story2	C11	Envolvente	0	0.8528	2.8683
Story2	C11	Envolvente	1.125	0.8528	0.1696
Story2	C11	Envolvente	2.25	0.8528	2.7118

Entonces se obtienen los siguientes datos para empezar a diseñar:

$$P_u = 0.8528 \text{ Ton} = 852.8 \text{ Kg}$$

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

$$M_u = 2.8683 \text{ Ton.m} = 286830 \text{ Kg.cm}$$

$$d = 25 - 4 = 21 \text{ cm}$$

$$F_R = 0,8 \text{ (Con confinamiento)}$$

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

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d/h = 0,8$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$f''_c = 0,85 * 0,80 * f'_c = 0,85 * 0,80 * 210$$

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

$$f''_c = 142.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Se calculan los valores de K y R

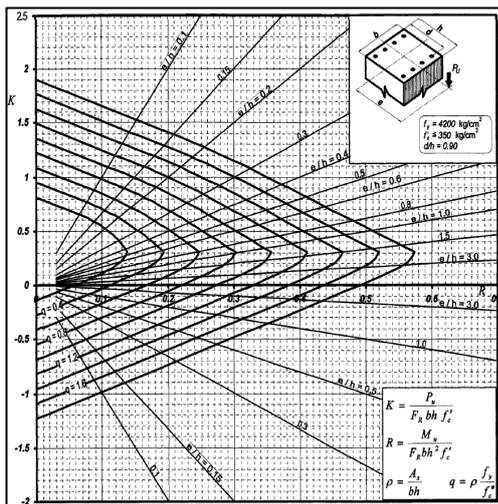
$$K = \frac{P_u}{F_R * b * h * f'_c} = \frac{852.8}{0,8 * 25 * 25 * 210} = 0,01$$

$$R = \frac{M_u}{F_R * b * h^2 * f'_c} = \frac{286830}{0,8 * 25 * 25^2 * 210} = 0,11$$

Para el diseño de las columnas se obtiene el diagrama de interacción en donde se verifica que se debe de poseer para esta estructura un  $F_y = 4200 \text{Kg/cm}^2$  y un  $F'c \leq 350 \text{Kg/cm}^2$  y se usa un  $F'c = 210 \text{Kg/cm}^2$  y la relación que hay entre el peralte y la altura  $d/h=0,90$

#### Figura 44

Diagrama de Interacción para Diseño de Columnas  $F_y=4200 \text{Kg/cm}^2$ ,  $F'c < 350 \text{Kg/cm}^2$  y  $d/h=0.9$



Nota. La figura muestra *Diagrama de Interacción para Diseño de Columnas*  $F_y=4200 \text{Kg/cm}^2$ ,  $F'c < 350 \text{Kg/cm}^2$  y  $d/h=0.9$  con los distintos valores de  $q$ , que se obtienen de acuerdo a los valores de  $K$  y  $R$ . Obtenido de González Cuevas and Robles Fernández Villegas (2002)

Con el diagrama de interacción relacionado con los valores de  $K$  y  $R$  se obtiene un  $q=0.3$ , este valor servirá para hallar el valor de la cuantía de la siguiente manera

$$\rho = q * \frac{f'_c}{f_y} = 0,3 * \frac{210}{4200} = 0.0102$$

De acuerdo al ACI recomienda que la cuantía mínima requerida este en el rango de 1% y 6%. Por lo que se acierta que la cuantía calculada anteriormente **cumple** con los requerimientos del ACI.

A continuación, se procede a calcular el área del acero requerida con la siguiente fórmula:

$$A_s \text{ diseño} = \rho * b * h = 0.0102 * 25 * 25 = 6.38 \text{ cm}^2$$

Luego se escoge las varillas que se van a utilizar para el armado de la columna, se escoge para este caso 8 varillas con diámetro de 12mm para la verificación.

$$A_s \text{ real} = 6 * 1.13 = 6.79 \text{ cm}^2$$

Este acero transformado a cuantía da un valor de:

$$\rho = \frac{A_s}{b * h} = \frac{6.79}{25 * 25} = 0.0109$$

Cumple con los requerimientos, está dentro del rango establecido, lo recomendable en las cuantías para las columnas es 1.5% al 2%

La norma ACI nos hace otro requerimiento que debe de cumplirse y es que el acero real tiene que ser mayor o igual al acero requerido o diseño.

$$A_s \text{ real} \geq A_s \text{ diseño} \quad \rightarrow \quad 6.79 \text{ cm}^2 \geq 6.38 \text{ cm}^2$$

Se aprecia que este requisito **cumple** con lo establecido en la NEC

También que la separación entre varillas en los ejes, no debe ser menor a 5cm ni sobrepasar los 15cm con la siguiente ecuación

$$s = \frac{(h - (2r) - (\#varillas * \text{diam. de varilla}))}{\# \text{espacios entre varillas}}$$

$$sh = \frac{(25 - (2 * 4) - (3 * 1.2))}{2} = 6.7 \text{ cm "Cumple"}$$

$$sb = \frac{(25 - (2 * 4) - (3 * 1.2))}{2} = 6.7 \text{ cm "Cumple"}$$

Se evidencia que el espaciamiento cumple de acuerdo al diámetro de varillas elegidas.

**Refuerzo transversal.** Con las secciones detalladas anteriormente se realiza a continuación el cálculo del refuerzo transversal para la columna .

Se obtienen los siguientes datos:

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

$$\varnothing_{db} = 1.2 \text{ cm}$$

$$\varnothing_{sh} = 1 \text{ cm}$$

- Para la longitud en la zona de confinamiento  $L_o$

$$L_o = h_{c1} = 25 \text{ cm}$$

$$L_o = h_{c2} = 25 \text{ cm}$$

$$L_o = \frac{l_c}{6} = \frac{230}{6} = 38.33 \text{ cm}$$

$$L_o = 45 \text{ cm} \quad \text{“Controla”}$$

- El espaciamiento entre estribos en la zona de confinamiento  $L_o$

$$S_1 = \frac{h_{c1}}{4} = \frac{25}{4} = 6.25 \text{ cm}$$

$$S_1 = 6_{db} = 6 * 1.2 = 7.2 \text{ cm}$$

$$S_1 = S_0 = 10 + \frac{35-h_x}{3} = 10 + \frac{35-17}{3} = 16 \text{ cm}$$

$$\text{Se acoge como moderado } S_1 = 5 \text{ cm} \quad \text{“Controla”}$$

- El espaciamiento entre estribos fuera de la zona de confinamiento  $L_o$

$$S_2 = 6_{db} = 6 * 1.2 = 7.2 \text{ cm}$$

$$S_2 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Se escoge para mayor facilidad de trabajo } S_2 = 10 \text{ cm} \quad \text{“Controla”}$$

- Diseño por confinamiento

$$A_{ch} = 17 * 17 = 289 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 25 * 25 = 625 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{F_y} = 0.3 \left( \frac{625}{289} - 1 \right) \frac{210}{4200} = 0.017 \quad \text{“Controla”}$$

$$A_{sh} = 0.09 \left( \frac{f'c}{F_y} \right) = 0.09 \left( \frac{210}{4200} \right) = 0.0045$$

$$b_{c1} = h - 2r = 25 - 2 * 4 = 17 \text{ cm}$$

$$b_{c2} = h - 2r = 25 - 2 * 4 = 17 \text{ cm}$$

$$A_{sh} * bc1 = 0.017 * 17 = 0.30$$

$$A_{sh} * bc2 = 0.017 * 17 = 0.30$$

$$A_{sh \text{ requerido}} = A_{sh} * s = 0.30 * 10 = 3.0 \text{ cm}^2$$

Si se utiliza un estribo de 8mm cada 5cm dentro de la zona Lo

$$A_{sh \text{ provisto}} = \#ramas * \text{área} = 4 * 0.79 \text{ cm}^2 = 3.14 \text{ cm}^2$$

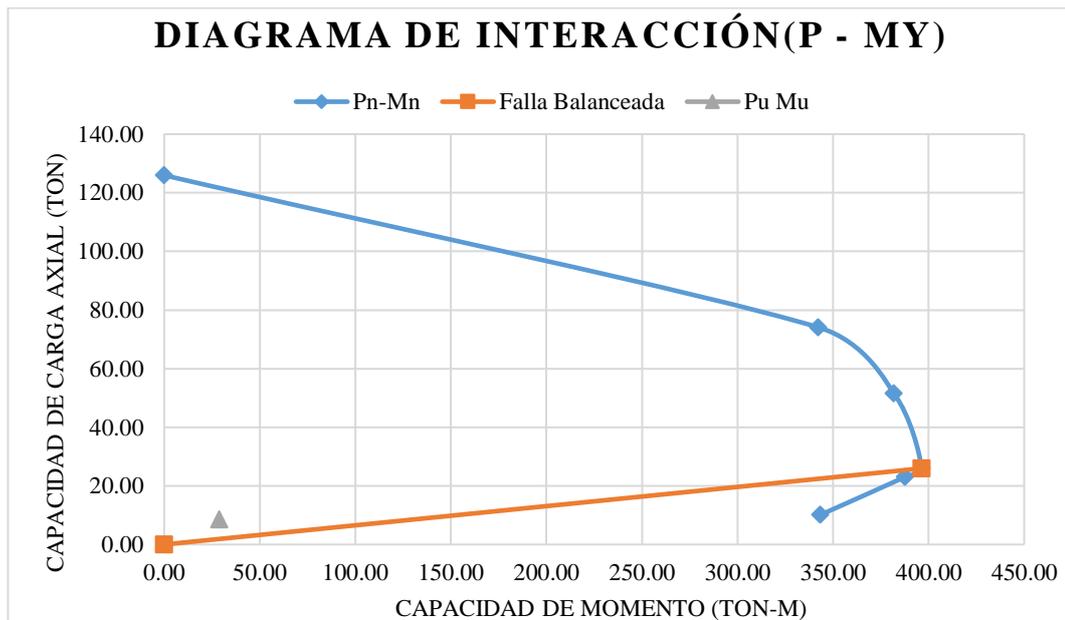
Entonces

$$A_{sh \text{ provisto}} \geq A_{sh \text{ requerido}} \rightarrow 3.14 \text{ cm}^2 \geq 3.0 \text{ cm}^2$$

“Cumple”

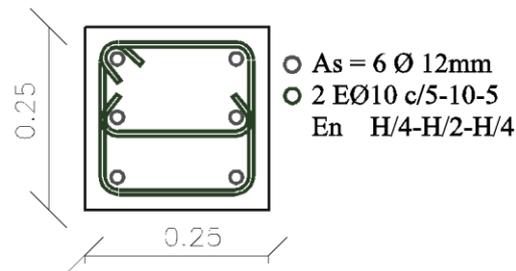
**Figura 45**

*Diagrama de interacción*



**Figura 46**

Sección de la columna

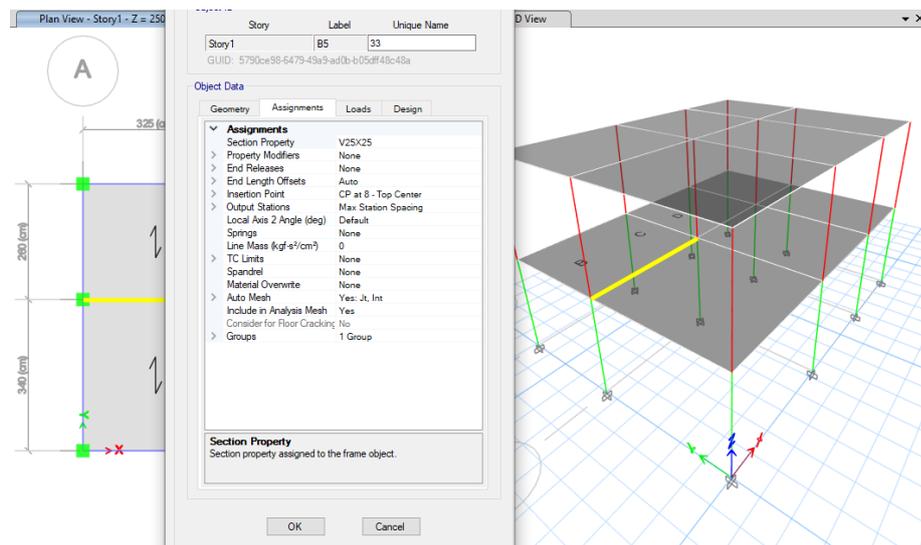


### 3.11.3 Diseño de Vigas

**Diseño a flexión.** Para el diseño se escogió la viga B5 del piso 1 se tomaron los momentos máximos que resultaron del análisis de las combinaciones del programa Etabs 2016.

**Figura 47**

Viga de diseño



Primero determinamos las cuantías de acero longitudinal que requiere la viga, para lo que se utilizarán las siguientes expresiones establecidas en la norma.

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{F'c}}{4 * F_y} * b_w * d$$

$$A_{smin} = \frac{4 * \sqrt{210\text{kg/cm}^2}}{5 * 4200\text{kg/cm}^2} * 25\text{cm} * 21\text{cm}$$

$$A_{smin} = 1,449\text{cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{14}{F_y} * bw * d$$

$$A_{smin} = \frac{14}{4200\text{kg/cm}^2} * 25\text{cm} * 21\text{cm}$$

$$A_{smin} = 1.75\text{cm}^2$$

Se escoge el mayor valor de las dos ecuaciones  $A_{smin} = 1.75\text{cm}^2$

El valor de la cuantía máxima permisible se calcula a partir de:

$$\rho = \frac{0.85 * f_c}{f_y} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0.85 * f_c}} \right)$$

$$A_s = \rho * b * d$$

Se debe cumplir con que  $A_s > A_{smin}$

**Tabla 47**

*Verificación del cumplimiento de  $A_s > A_{smin}$*

Tramo	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
	$\rho$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\rho$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\rho$	$A_s(\text{cm}^2)$
<b>Superior</b>	0,010700	5,6177	0,00251	1,3192	0,010240	5,901521
<b>Inferior</b>	0,004960	2,6076	0,00472	2,4781	0,005194	2,7272
<b><math>A_s &gt; A_{smin}</math></b>	Cumple		Cumple		Cumple	

Después de verificar si cumple se calcula la cuantía máxima permisible y se compara con la determinada.

$$\rho_b = 0.85 * \beta * \frac{f_c}{f_y} \left( \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003} \right)$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{20.594\text{Mpa}}{412.08\text{Mpa}} \left( \frac{0.003}{\frac{412.08\text{Mpa}}{200055.66\text{Mpa}} + 0.003} \right)$$

$$\rho_b = 0.02140$$

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

$$\rho_{max} = 0.5 * 0.02140$$

$$\rho_{max} = 0.0107$$

**Tabla 48**

*Verificación de la cuantía balanceada*

Tramo	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
	$\rho$	$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$	$\rho$	$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$	$\rho$	$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$
Superior	0,010700	0.0107	0,0025	0.0107	0,0102	0.0107
Inferior	0,004960	0.0107	0,0047	0.0107	0,0051	0.0107
$\rho < \rho_{max}$	Cumple		Cumple		Cumple	

**Refuerzo Transversal.** Para el cálculo del refuerzo transversal se deben verificar varias ecuaciones:

$$M_{pr} = 1,25A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde a va a ser igual a

$$a = \frac{1,25A_s f_y}{0,85 f'_c b}$$

El  $A_s$  calculado para la parte superior es igual a  $A_s = 5,9267\text{cm}^2$  debido a que se usará  $3\emptyset 12\text{mm} + 3\emptyset 10\text{mm}$  en la parte superior

Reemplazando los valores

$$a^+ = \frac{1,25 * 5,9267\text{cm}^2 * 4200\text{kg/cm}^2}{0,85 * 210\text{kg/cm}^2 * 25\text{cm}}$$

$$a^+ = 6,972\text{cm}$$

$$M_{pr1} = 1,25 * 5,9267\text{cm}^2 * 4200\text{kg/cm}^2 \left( 21\text{cm} - \frac{6,972\text{cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr1} = 544947,3\text{kg} * \text{cm}$$

El  $A_s$  calculado para la parte inferior es igual a  $A_s = 2,6844\text{cm}^2$  debido a que se usará  $2\emptyset 10\text{mm} + 1\emptyset 12\text{mm}$  en la parte inferior.

Reemplazando los valores

$$a^- = \frac{1,25 * 2,6244\text{cm}^2 * 4200\text{kg}/\text{cm}^2}{0,85 * 210\text{kg}/\text{cm}^2 * 25\text{cm}}$$

$$a^- = 3,1585\text{cm}$$

$$M_{pr2} = 1,25 * 2,6244\text{cm}^2 * 4200\text{kg}/\text{cm}^2 \left( 21 - \frac{3,3356\text{cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr2} = 273702,42\text{kg} * \text{cm}$$

Después se calcula el cortante equivalente

$$V_{sismo} = \frac{\sum M_{pr}}{Ln}$$

$$V_{sismo} = \frac{544947,3\text{kg} * \text{cm} + 287764,55\text{kg} * \text{cm}}{250\text{cm}}$$

$$V_{sismo} = 3274,59\text{kg}$$

Se debe cumplir con  $V_{sismo} > 1/2V_u$  para que  $V_c = 0$

El  $V_u$  obtenido del análisis estructural es  $6078,8\text{kg}$

$$3274,59\text{kg} > \frac{1}{2} * 6078,8\text{kg}$$

$$3274,59\text{kg} > 3039,4\text{kg}$$

Se verificó que cumple, por lo que se asume un  $V_c$  igual a 0, ya que se espera que las rotulas plásticas se formen primero en las vigas.

$$V_c = 0$$

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$V_s = \frac{V_u - \emptyset V_c}{\emptyset}$$

$$V_s = \frac{6078,8\text{kg} - 0}{0,75}$$

$$V_s = 8105,067kg$$

Se asumen estribos número 8mm espaciados cada 5 cm

$$A_v = \frac{s V_s}{f_y * d}$$

$$A_v = \frac{5cm * 8105,067kg}{4200kg/cm^2 * 21cm}$$

$$A_v = 0,459cm^2$$

Se debe verificar que se cumpla con el  $A_v$ . min establecido en la norma

$$\frac{A_{vmin}}{s} > 0.35 * \frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} > 0.35 * \frac{25cm}{4200kg/cm^2}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} > 0.020833$$

$$A_{vmin} = 0.020833 * 5cm = 0.1041cm^2$$

$$A_{vprov} = 0,459cm^2$$

$$A_{vprov} > A_{vmin}$$

$$0,459cm^2 > 0.1041cm^2 \quad \mathbf{ok}$$

Para el cálculo fuera de la zona 2h:

$$V_c = 0,53 * \lambda * \sqrt{f_c} * b_w * d$$

$$V_c = 0,53 * 1 * \sqrt{210kg/cm^2} * 25cm * 21cm$$

$$V_c = 4032,2256kg$$

$$\emptyset V_c = 0.75 * 4032,2256kg$$

$$\emptyset V_c = 3024,1692kg$$

Si se usa 7 $\Phi$ 8mm c/0.10m

$$\emptyset V_s = \emptyset \frac{A_v}{s} * f_y * d$$

$$\phi V_s = 0.75 * \frac{(14 * 0.5 \text{ cm}^2)}{10 \text{ cm}} * 4200 \text{ kg/cm}^2 * 21 \text{ cm}$$

$$\phi V_s = 46305 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_n = 3024,1692 \text{ kg} + 46305 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 49329,1692 \text{ kg}$$

El  $V_u$  se lo calcula a partir de la ecuación:

$$V_{u \min} > \phi 0,27 \lambda \sqrt{F'c} b_w d$$

$$V_{u \min} > 0.75 * 0,27 * 1 * \sqrt{\frac{210 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} * 25 \text{ cm} * 21 \text{ cm}$$

$$6078,8 \text{ kg} > 1540,61 \text{ kg} \text{ OK}$$

Se tiene que cumplir con

$$\phi V_s > V_{u, \min}$$

$$46305 \text{ kg} > 1540,61 \text{ kg} \text{ OK}$$

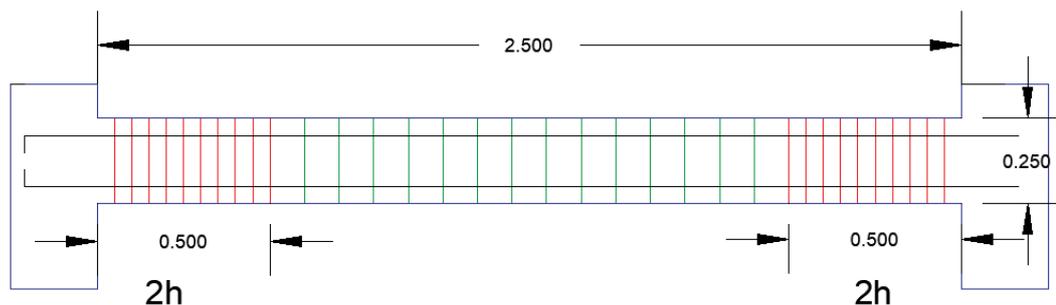
Además,

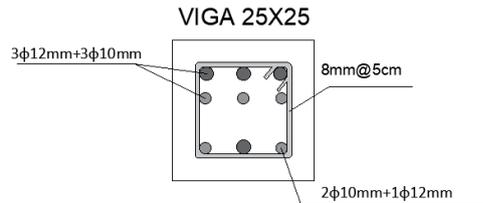
$$V_u < \phi V_n$$

$$6078,8 \text{ kg} < 49329,1692 \text{ kg} \text{ OK}$$

### Figura 48

Sección de la viga

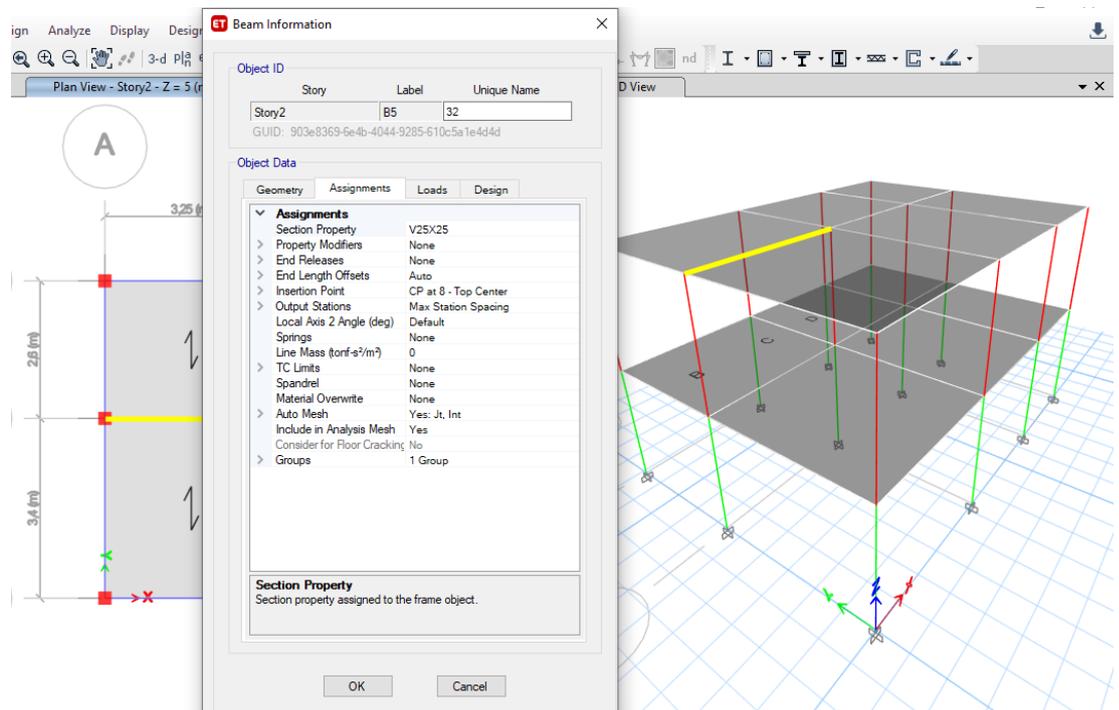




**Diseño a flexión.** Para el diseño se escogió la viga B5 del piso 2 se tomaron los momentos máximos que resultaron del análisis de las combinaciones del programa Etabs 2016.

**Figura 49**

*Viga de diseño*



Primero determinamos las cuantías de acero longitudinal que requiere la viga, para lo que se utilizarán las siguientes expresiones establecidas en la norma.

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{F'c}}{4 * F_y} * b_w * d$$

$$A_{smin} = \frac{4 * \sqrt{210kg/cm^2}}{5 * 4200kg/cm^2} * 25cm * 21cm$$

$$A_{smin} = 1,449\text{cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{14}{F_y} * bw * d$$

$$A_{smin} = \frac{14}{4200\text{kg/cm}^2} * 25\text{cm} * 21\text{cm}$$

$$A_{smin} = 1.75\text{cm}^2$$

Se escoge el mayor valor de las dos ecuaciones  $A_{smin} = 1.75\text{cm}^2$

El valor de la cuantía máxima permisible la calculamos a partir de:

$$\rho = \frac{0.85 * f_c}{f_y} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0.85 * f_c}} \right)$$

$$A_s = \rho * b * d$$

Se debe cumplir con que  $A_s > A_{smin}$

**Tabla 49**

*Verificación del cumplimiento de  $A_s > A_{smin}$*

Tramo	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
	$\rho$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\rho$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\rho$	$A_s(\text{cm}^2)$
<b>Superior</b>	0,005578	2,928	0,00134	0,705	0,005667	3,933
<b>Inferior</b>	0,002691	1,41	0,00283	1,488	0,002732	1,434
<b><math>A_s &gt; A_{smin}</math></b>	Cumple		Cumple		Cumple	

Después de verificar si cumple se calcula la cuantía máxima permisible y se compara con la determinada.

$$\rho_b = 0.85 * \beta * \frac{f_c}{f_y} \left( \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003} \right)$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{20.594\text{Mpa}}{412.08\text{Mpa}} \left( \frac{0.003}{\frac{412.08\text{Mpa}}{200055.66\text{Mpa}} + 0.003} \right)$$

$$\rho_b = 0.02140$$

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

$$\rho_{max} = 0.5 * 0.02140$$

$$\rho_{max} = 0.0107$$

### Tabla 50

Verificación de la cuantía balanceada

Tramo	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
	$\rho$	$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$	$\rho$	$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$	$\rho$	$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$
Superior	0,005578	0.0107	0,00134	0.0107	0,00566	0.0107
Inferior	0,002691	0.0107	0,00283	0.0107	0,00273	0.0107
$\rho < \rho_{max}$	Cumple		Cumple		Cumple	

**Refuerzo Transversal.** Para el cálculo del refuerzo transversal se deben verificar varias ecuaciones:

$$M_{pr} = 1,25A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde a va a ser igual a

$$a = \frac{1,25A_s f_y}{0,85 f'_c b}$$

El  $A_s$  calculado para la parte superior es igual a  $A_s = 3,3932\text{cm}^2$

Reemplazando los valores

$$a^+ = \frac{1,25 * 3,3932\text{cm}^2 * 4200\text{kg/cm}^2}{0,85 * 210\text{kg/cm}^2 * 25\text{cm}}$$

$$a^+ = 3,99\text{cm}$$

$$M_{pr1} = 1,25 * 5,9267\text{cm}^2 * 4200\text{kg/cm}^2 \left( 21\text{cm} - \frac{3,99\text{cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr1} = 338546,01\text{kg} * \text{cm}$$

El  $A_s$  calculado para la parte inferior es igual a  $A_s = 1,4176\text{cm}^2$

Reemplazando los valores

$$a^- = \frac{1,25 * 1,4176 \text{cm}^2 * 4200 \text{kg/cm}^2}{0,85 * 210 \text{kg/cm}^2 * 25 \text{cm}}$$

$$a^- = 1,6678 \text{cm}$$

$$M_{pr2} = 1,25 * 1,4176 \text{cm}^2 * 4200 \text{kg/cm}^2 \left( 21 - \frac{1,667 \text{cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr2} = 150088,74 \text{kg} * \text{cm}$$

Después se calcula el cortante equivalente

$$V_{sismo} = \frac{\sum M_{pr}}{Ln}$$

$$V_{sismo} = \frac{338546,01 \text{kg} * \text{cm} + 150088,74 \text{kg} * \text{cm}}{250 \text{cm}}$$

$$V_{sismo} = 1954,53 \text{kg}$$

Se debe cumplir con  $V_{sismo} > 1/2 V_u$  para que  $V_c = 0$

El  $V_u$  obtenido del análisis estructural es 2960,5 kg

$$1954,53 \text{ kg} > \frac{1}{2} * 2960,5 \text{ kg}$$

$$1954,53 \text{ kg} > 1480,25 \text{ kg}$$

Se verificó que cumple, por lo que se asume un  $V_c$  igual a 0, ya que se espera que las rotulas plásticas se formen primero en las vigas.

$$V_c = 0$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

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

$$V_s = \frac{2960,5 \text{ kg} - 0}{0,75}$$

$$V_s = 3947,33 \text{kg}$$

Se asumen estribos número 8mm espaciados cada 5cm

$$A_v = \frac{s V_s}{f_y * d}$$

$$A_v = \frac{5cm * 3947,33kg}{4200kg/cm^2 * 21cm}$$

$$A_v = 0,224cm^2$$

Se debe verificar que se cumpla con el  $A_v$ . min establecido en la norma

$$\frac{A_{vmin}}{s} > 0.35 * \frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} > 0.35 * \frac{25cm}{4200kg/cm^2}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} > 0.020833$$

$$A_{vmin} = 0.020833 * 5cm = 0.1041cm^2$$

$$A_{vprov} = 0,224cm^2$$

$$A_{vprov} > A_{vmin}$$

$$0,224cm^2 > 0.1041cm^2 \quad \mathbf{ok}$$

Para el cálculo fuera de la zona 2h:

$$V_c = 0,53 * \lambda * \sqrt{f_c} * b_w * d$$

$$V_c = 0,53 * 1 * \sqrt{210kg/cm^2} * 25cm * 21cm$$

$$V_c = 4032,2256kg$$

$$\emptyset V_c = 0.75 * 4032,2256kg$$

$$\emptyset V_c = 3024,1692kg$$

Si se usa 7 $\Phi$ 8mm c/0.10m

$$\emptyset V_s = \emptyset \frac{A_v}{s} * f_y * d$$

$$\emptyset V_s = 0.75 * \frac{(14 * 0.5cm^2)}{10cm} * 4200kg/cm^2 * 21cm$$

$$\emptyset V_s = 46305kg$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_n = 3024,1692\text{kg} + 46305\text{kg}$$

$$\phi V_n = 49329,1692\text{kg}$$

El  $V_u$  se lo calcula a partir de la ecuación:

$$V_{u,min} > \phi 0,27 \lambda \sqrt{F'_c} b_w d$$

$$V_{u,min} > 0,75 * 0,27 * 1 * \sqrt{\frac{210\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 25\text{cm} * 21\text{cm}$$

$$2960,5 \text{ kg} > 1540,61 \text{ kg} \text{ OK}$$

Se tiene que cumplir con

$$\phi V_s > V_{u,min}$$

$$46305\text{kg} > 2960,5 \text{ kg} \text{ OK}$$

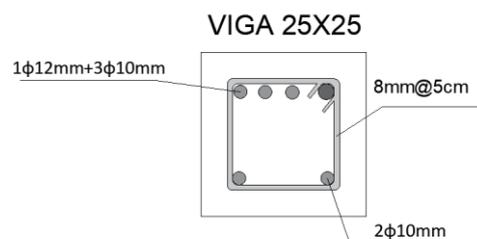
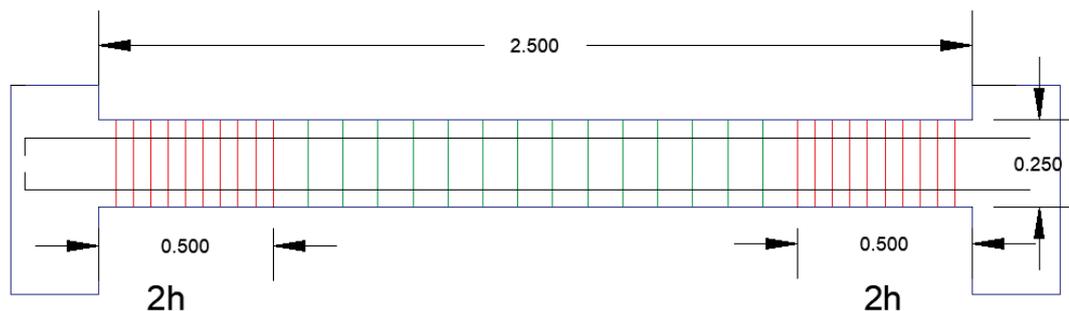
Además,

$$V_u < \phi V_n$$

$$2960,5 \text{ kg} < 49329,1692\text{kg} \text{ OK}$$

### Figura 50

Sección de la viga

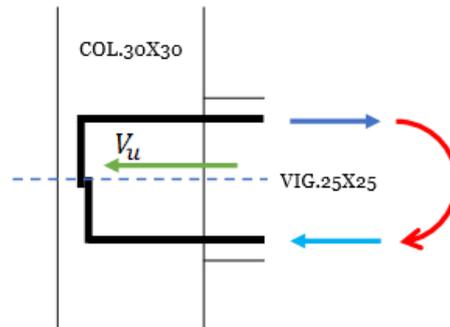


### 3.11.4 Diseño de la Conexión Viga-Columna

#### Piso 1- Conexión Exterior. Columna C5 – Viga B5

**Figura 51**

Conexión viga-columna del primer piso parte exterior



Para el diseño de la conexión viga-columna se escoge en el Piso 1 la columna C5 como un nodo exterior entonces tenemos como datos:

$$F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$H_{col} = 30 \text{ cm}$$

$$B_{col} = 30 \text{ cm}$$

$$H_{viga} = 25 \text{ cm}$$

$$B_{viga} = 25 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 25 - 5 = 20 \text{ cm}$$

$$L_{col} = 2.5 \text{ m} = 250 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.85$$

$$\# \text{ varillas}_{sup} = 6$$

$$\# \text{ varillas}_{inf} = 3$$

$$As_{sup} = 5.749 \text{ cm}^2$$

$$As_{inf} = 2.702 \text{ cm}^2$$

$$b_w = \frac{3}{4} b_{col} = \frac{3}{4} * 30 = 22.5 \rightarrow 25 = 22.5 \text{ NO CUMPLE}$$

Para el calculo de la Tensión tenemos:

$$T = 1,25 * A_s * f_y = 1,25 * 5.749 * 4200 = 30182.85 \text{ Kg}$$

$$a = \frac{T}{0,85 * f_c * b_{viga}} = \frac{30182.85}{0,85 * 4200 * 25} = 6.764 \text{ cm}$$

$$M_{pr} = T * \left( d - \frac{a}{2} \right) = 30182.85 * \left( 20 - \frac{6.764}{2} \right) = 501583.69 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$V_{col} = \frac{M_{pr}}{l_n} = \frac{501583.69}{250} = 2006.33 \text{ Kg}$$

El cortante equivalente se lo determinará mediante la siguiente formula

$$V_u = T_1 - V_{col} = 30182.85 - 2006.33 = 28176.52 \text{ Kg}$$

$$b_j = \frac{b_{col} + b_{viga}}{2} = \frac{30 + 25}{2} = 27,5cm$$

$$b_j \leq b_{viga} + h_{col}. \quad 27,5cm \leq 30 + 25 = 55 \quad \text{CUMPLE}$$

$$A_j = b_j * h_{col}. = 27.5 * 30 = 825 \text{ cm}^2$$

La resistencia nominal del nodo es:

$$V_n = 5,3 * \lambda * \sqrt{f_c} * A_j = 5,3 * 1 * \sqrt{210} * 825 = 63363.54 \text{ Kg}$$

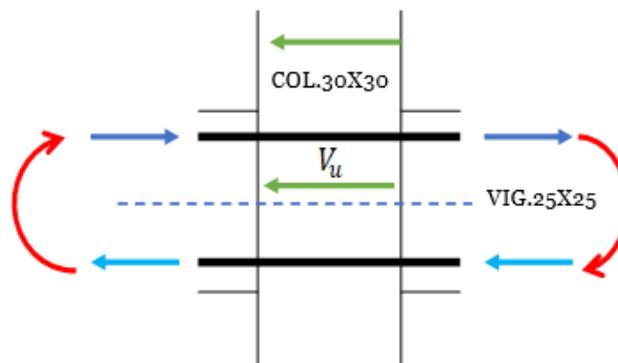
En la sección 15.4.2.1: La resistencia de diseño para cortante de nudos viga-columna construidos en sitio debe cumplir

$$\phi V_n \geq V_u \quad 0,85 * 63363.54 = 53859.01 \geq 28176.52 \quad \text{CUMPLE}$$

### Piso 1- Conexión Interior. Columna C6 – Viga B5-B6

#### Figura 52

Conexión viga-columna del primer piso parte interior



Para el diseño de la conexión viga-columna se escoge en el Piso 1 la columna

C6 como un nodo interior entonces tenemos como datos:

$$F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$H_{col} = 30 \text{ cm}$$

$$B_{col} = 30 \text{ cm}$$

$$H_{viga} = 25 \text{ cm}$$

$$B_{viga} = 25 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 25 - 5 = 20 \text{ cm}$$

$$L_{col} = 2.5 \text{ m} = 250 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.85$$

$$\# \text{ varillas}_{sup} = 6$$

$$\# \text{ varillas}_{inf} = 3$$

$$A_{s_{sup}} = 5.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{inf}} = 2.68 \text{ cm}^2$$

$$b_w = \frac{3}{4} b_{col} = \frac{3}{4} * 30 = 22.5 \rightarrow 25 = 22.5 \quad \text{NO CUMPLE}$$

Para el cálculo de la Tensión se tiene:

$$T_1 = 1,25 * A_s * f_y = 1,25 * 5.75 * 4200 = 30182.85 \text{ Kg}$$

$$T_2 = 1,25 * A_s * f_y = 1,25 * 2.7 * 4200 = 709.21 \text{ Kg}$$

$$a_1 = \frac{T_1}{0,85 * f_c * b_{viga}} = \frac{30182.85}{0,85 * 4200 * 25} = 6.764 \text{ cm}$$

$$a_2 = \frac{T_2}{0,85 * f_c * b_{viga}} = \frac{709.21}{0,85 * 4200 * 25} = 0.159 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = T_1 * \left(d - \frac{a_1}{2}\right) = 30182.85 * \left(20 - \frac{6.764}{2}\right) = 501583.69 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M_{pr2} = T_2 * \left(d - \frac{a_2}{2}\right) = 709.21 * \left(20 - \frac{0.159}{2}\right) = 14127.93 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} = \frac{501583.69 + 14127.93}{250} = 2062.85 \text{ Kg}$$

El cortante equivalente se lo determinará mediante la siguiente fórmula:

$$V_u = T_1 + T_2 - V_{col} = 30182.85 + 709.21 - 2062.85 = 28829.22 \text{ Kg}$$

$$b_j = \frac{b_{col} + b_{viga}}{2} = \frac{30 + 25}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

$$b_j \leq b_{viga} + h_{col}. \quad 27,5 \text{ cm} \leq 30 + 25 = 55 \quad \text{CUMPLE}$$

$$A_j = b_j * h_{col} = 27.5 * 30 = 825 \text{ cm}^2$$

La resistencia nominal del nodo es:

$$V_n = 5,3 * \lambda * \sqrt{f_c} * A_j = 5,3 * 1 * \sqrt{210} * 825 = 63363.54 \text{ Kg}$$

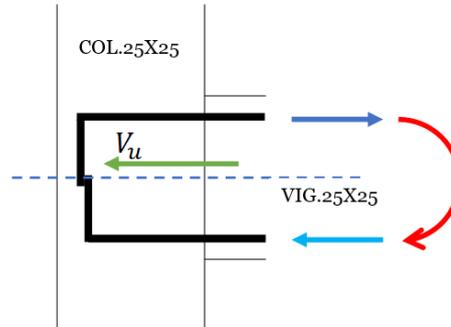
En la sección 15.4.2.1: La resistencia de diseño para cortante de nudos viga-columna construidos en sitio debe cumplir

$$\phi V_n \geq V_u \quad 0,85 * 63363.54 = 53859.01 \geq 28829.22 \quad \text{CUMPLE}$$

**Piso 2- Conexión Exterior.** Columna C5 – Viga B5

**Figura 53**

*Conexión viga-columna del segundo piso parte exterior*



Para el diseño de la conexión viga-columna se escoge ahora el Piso 2 la columna C5 como un nodo exterior entonces tenemos como datos:

$$F'c = 210Kg/cm^2$$

$$Fy = 4200Kg/cm^2$$

$$H_{col} = 25 cm$$

$$B_{col} = 25 cm$$

$$H_{viga} = 25 cm$$

$$B_{viga} = 25 cm$$

$$r = 3 cm$$

$$d = 25 - 3 = 22 cm$$

$$L_{col} = 2.5 m = 250 cm$$

$$\phi = 0.85$$

$$\# varillas_{sup} = 4$$

$$\# varillas_{inf} = 2$$

$$As_{sup} = 3.487 cm^2$$

$$As_{inf} = 1.571 cm^2$$

$$b_w = \frac{3}{4} b_{col} = \frac{3}{4} * 25 = 18.75 \rightarrow 25 = 18.75 \text{ NO CUMPLE}$$

Para el calculo de la Tensión tenemos:

$$T = 1,25 * A_s * f_y = 1,25 * 3.487 * 4200 = 18306.75 Kg$$

$$a = \frac{T}{0,85 * f_c * b_{viga}} = \frac{18306.75}{0,85 * 4200 * 25} = 4.102 cm$$

$$M_{pr} = T * \left( d - \frac{a}{2} \right) = 18306.75 * \left( 20 - \frac{4.102}{2} \right) = 365198.125 Kg - cm$$

$$V_{col} = \frac{M_{pr}}{l_n} = \frac{365198.125}{250} = 1460.793 Kg$$

El cortante equivalente se lo determinará mediante la siguiente formula

$$V_u = T_1 - V_{col} = 18306.75 - 1460.793 = 16845.96 Kg$$

$$b_j = \frac{b_{col} + b_{viga}}{2} = \frac{25 + 25}{2} = 25cm$$

$$b_j \leq b_{viga} + h_{col}. \quad 25cm \leq 25 + 25 = 50 \quad \text{CUMPLE}$$

$$A_j = b_j * h_{col} = 25 * 25 = 625 cm^2$$

La resistencia nominal del nodo es:

$$V_n = 5,3 * \lambda * \sqrt{f_c} * A_j = 5,3 * 1 * \sqrt{210} * 625 = 48002.69 Kg$$

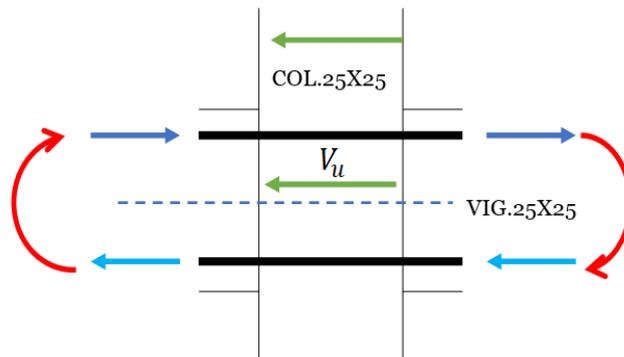
En la sección 15.4.2.1: La resistencia de diseño para cortante de nudos viga-columna construidos en sitio debe cumplir

$$\phi V_n \geq V_u \quad 0,85 * 48002.69 = 40802.28 \geq 16845.96 \quad \text{CUMPLE}$$

#### Piso 2- Conexión Interior. Columna C6 – Viga B5-B6

#### Figura 54

Conexión viga-columna del segundo piso parte interior



Para el diseño de la conexión viga-columna se escoge en el Piso 2 la columna

C6 como un nodo interior entonces tenemos como datos:

$$F'_c = 210Kg/cm^2$$

$$F_y = 4200Kg/cm^2$$

$$H_{col} = 25 cm$$

$$B_{col} = 25 cm$$

$$H_{viga} = 25 cm$$

$$B_{viga} = 25 cm$$

$$r = 3 cm$$

$$d = 25 - 3 = 22 cm$$

$$L_{col} = 2.5 m = 250 cm$$

$$\phi = 0.85$$

$$\# \text{ varillas}_{sup} = 4$$

$$\# \text{ varillas}_{inf} = 2$$

$$A_{s_{sup}} = 3.49 cm^2$$

$$A_{s_{inf}} = 1.57 cm^2$$

$$b_w = \frac{3}{4} b_{col} = \frac{3}{4} * 25 = 18.75 \rightarrow 25 = 18.75 \quad \text{NO CUMPLE}$$

Para el calculo de la Tensión tenemos:

$$T_1 = 1,25 * A_s * f_y = 1,25 * 3.49 * 4200 = 18306.75 \text{ Kg}$$

$$T_2 = 1,25 * A_s * f_y = 1,25 * 1.57 * 4200 = 412.39 \text{ Kg}$$

$$a_1 = \frac{T_1}{0,85 * f_c * b_{viga}} = \frac{18306.75}{0,85 * 4200 * 25} = 4.102 \text{ cm}$$

$$a_2 = \frac{T_2}{0,85 * f_c * b_{viga}} = \frac{412.39}{0,85 * 4200 * 25} = 0.092 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = T_1 * \left(d - \frac{a_1}{2}\right) = 18306.75 * \left(20 - \frac{4.102}{2}\right) = 365198.125 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M_{pr2} = T_2 * \left(d - \frac{a_2}{2}\right) = 412.39 * \left(20 - \frac{0.092}{2}\right) = 9053.470 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} = \frac{365198.125 + 9053.470}{250} = 1497.01 \text{ Kg}$$

El cortante equivalente se lo determinará mediante la siguiente formula

$$V_u = T_1 + T_2 - V_{col} = 18306.75 + 412.39 - 1497.01 = 17222.13 \text{ Kg}$$

$$b_j = \frac{b_{col} + b_{viga}}{2} = \frac{25 + 25}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$b_j \leq b_{viga} + h_{col}. \quad 25 \text{ cm} \leq 25 + 25 = 50 \quad \text{CUMPLE}$$

$$A_j = b_j * h_{col}. = 25 * 25 = 625 \text{ cm}^2$$

La resistencia nominal del nodo es:

$$V_n = 5,3 * \lambda * \sqrt{f_c} * A_j = 5,3 * 1 * \sqrt{210} * 625 = 48002.69 \text{ Kg}$$

En la sección 15.4.2.1: La resistencia de diseño para cortante de nudos viga-columna construidos en sitio debe cumplir

$$\phi V_n \geq V_u \quad 0,85 * 48002.69 = 40802.28 \geq 17222.13 \quad \text{CUMPLE}$$

### 3.11.5 Criterio Columna Fuerte – Viga Débil

#### Piso 1- Columna de 30x30

Para comprobar esta siguiente condición, se debe hallar los momentos de las vigas en cada extremo, para esto tenemos:

$$A_{s_{sup}} = 5.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{inf}} = 2.70 \text{ cm}^2$$

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

$$F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.9$$

$$d = 21 \text{ cm}$$

Se calcula el ancho efectivo de la viga en la parte superior y momento:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{5.75 * 4200}{0.85 * 210 * 25} = 5.411 \text{ cm}$$

$$M_{v1} = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 * 5.75 * 4200 \left( 21 - \frac{5.411}{2} \right) = 397570.47 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Luego el ancho efectivo de la viga en la parte inferior y momento:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{2.70 * 4200}{0.85 * 210 * 25} = 2.543 \text{ cm}$$

$$M_{v2} = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 * 2.7 * 4200 \left( 21 - \frac{2.543}{2} \right) = 201481.85 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\sum M_v = 397570.47 + 201481.85 = 599052.32 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Se procede a calcular los momentos que ocurren en la columna

Tenemos en la columna

$$A_{s\phi 14} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$A_s = 4 * 1,54 = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 0.9$$

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

$$d = 25 \text{ cm}$$

$$F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 4 \text{ cm}$$

Tenemos una cuantía de  $\rho = 0.014$

Usaremos las siguientes ecuaciones para luego hallar el momento en la columna

$$k = \sqrt{2\rho n + (\rho * n)^2} - \rho n = \sqrt{2 * 0.014 * 4 + (0.014 * 4)^2} - 0.010 * 4 = 0.280$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.280}{3} = 0.907$$

$$M_{c1} = \phi A_s f_y * j * d = 0,9 * 6.16 * 4200 * 0.907 * 25 = 527596.25 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M_{c2} = \phi A_s f_y * j * d = 0,9 * 6.16 * 4200 * 0.917 * 25 = 527596.25 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\sum M_c = 527596.25 + 527596.25 = 1055192.50 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\sum M_c \geq \frac{6}{5} \sum M_v$$

$$1055192.50 \geq \frac{6}{5} 599052.32$$

$$1055192.50 \geq 718862.7858$$

**CUMPLE (COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL)**

### **Piso 2- Columna de 25x25**

Para comprobar esta siguiente condición, debemos de hallar los momentos de

las vigas en cada extremo, para esto tenemos:

$$A_{s_{sup}} = 3.487 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{inf}} = 1.571 \text{ cm}^2$$

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

$$F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.9$$

$$d = 21 \text{ cm}$$

Calculamos el ancho efectivo de la viga en la parte superior y momento:

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{3.487 * 4200}{0,85 * 210 * 25} = 3.282 \text{ cm}$$

$$M_{v1} = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 * 5,93 * 4200 \left( 21 - \frac{3.2828}{2} \right) = 255169.04 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Calculamos el ancho efectivo de la viga en la parte inferior y momento:

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1.571 * 4200}{0,85 * 210 * 25} = 1.479 \text{ cm}$$

$$M_{v2} = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 * 2.68 * 4200 \left( 21 - \frac{2.527}{2} \right) = 120315.77 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\sum Mv = 255169.04 + 120315.77 = 375484.81 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Procedemos a calcular los momentos que ocurren en la columna

Tenemos en la columna

$$\begin{aligned} A_{s\phi 12} &= 1,13 \text{ cm}^2 & b &= 25 \text{ cm} \\ A_s &= 4 * 1,13 = 3.39 \text{ cm}^2 & \phi &= 0.9 \\ F_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 & d &= 21 \text{ cm} \\ F'c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 \\ n &= 4 \text{ cm} \end{aligned}$$

Tenemos una cuantía de  $\rho = 0.010$

Usaremos las siguientes ecuaciones para luego hallar el momento en la columna

$$k = \sqrt{2\rho n + (\rho * n)^2} - \rho n = \sqrt{2 * 0.010 * 4 + (0.010 * 4)^2} - 0.010 * 4 = 0.248$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.248}{3} = 0.917$$

$$M_{c1} = \phi A_s f_y * j * d = 0,9 * 3.39 * 4200 * 0.917 * 21 = 249698.97 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M_{c2} = \phi A_s f_y * j * d = 0,9 * 3.39 * 4200 * 0.917 * 21 = 249698.97 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\sum Mc = 249698.97 + 249698.97 = 499397.93 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\sum Mc \geq \frac{6}{5} \sum Mv$$

$$499397.93 \geq \frac{6}{5} 375484.81$$

$$499397.93 \geq 450581.7776$$

**CUMPLE (COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL)**

### 3.11.6 Diseño de Losa Nervada en una Dirección

**Carga muerta para diseño de la losa**

$$CM = 0.641 \text{ ton/m}^2$$

**Carga viva para diseño de la losa**

$$CV = 0.20 \text{ ton/m}^2$$

$$q_u = 1,2D + 1,6L$$

$$q_u = 1,2(0.641 \text{ ton/m}^2) + 1,6(0.2\text{ton/m}^2)$$

$$q_u = 1.089\text{ton/m}^2$$

Para el cálculo de momentos se tomaron las expresiones de la tabla 6.5.2 del ACI-318 (2019) para momentos positivos y negativos en los extremos de la losa

$$M^{-izq} = \frac{q_u l_n^2}{24}$$

$$M^{-der} = \frac{q_u l_n^2}{24}$$

$$M^{-cent} = \frac{q_u l_n^2}{9}$$

$$M^{+cent} = \frac{q_u l_n^2}{14}$$

$$M^{-izq} = \frac{1.089\text{ton/m}^2(2,50\text{m})^2}{24} = 0.283\text{ton} - m$$

$$M^{-der} = \frac{1.089\text{ton/m}^2(2,60\text{m})^2}{24} = 0.306\text{ton} - m$$

$$M^{-cent} = \frac{1.089\text{ton/m}^2(2,60\text{m})^2}{9} = 0.817\text{ton} - m$$

$$M^{+cent} = \frac{1.089\text{ton/m}^2(2,50\text{m})^2}{14} = 0.486\text{ton} - m$$

$$M^{+cent} = \frac{1.089\text{ton/m}^2(2,60\text{m})^2}{14} = 0.525\text{ton} - m$$

#### Calculo del área de acero maximo

$$\rho_b = 0.85 * \beta * \frac{f_c}{f_y} \left( \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003} \right)$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{20.594\text{Mpa}}{412.08\text{Mpa}} \left( \frac{0.003}{\frac{412.08\text{Mpa}}{200055.66\text{Mpa}} + 0.003} \right)$$

$$\rho_b = 0.02140$$

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

$$\rho_{max} = 0.5 * 0.02140$$

$$\rho_{max} = 0.0107$$

$$As_{max} = 0.0107 * 10 * 15 = 1,605 \text{ cm}^2$$

### Calculo del área de acero mínima

$$As_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{F'c}}{Fy} * bw * d$$

$$As_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}}{4200 \text{ kg/cm}^2} * 10 \text{ cm} * 15 \text{ cm}$$

$$As_{min} = 0,362 \text{ cm}^2$$

Para calcular el valor de a asumimos un 20% de d

$$a = 0.2 * 15 = 3 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi Fy \left( d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_{sM^- \text{ izq}} = \frac{0.283 \text{ ton} - m * 100000}{0.9 * 4200 \text{ kg/cm}^2 \left( 15 - \frac{3}{2} \right)} = 0,55 \text{ cm}^2 > 0,362 \text{ cm}^2 \text{ CUMPLE}$$

$$A_{sM^- \text{ der}} = \frac{0.306 \text{ ton} - m * 100000}{0.9 * 4200 \text{ kg/cm}^2 \left( 15 - \frac{3}{2} \right)} = 0,599 \text{ cm}^2 > 0,362 \text{ cm}^2 \text{ CUMPLE}$$

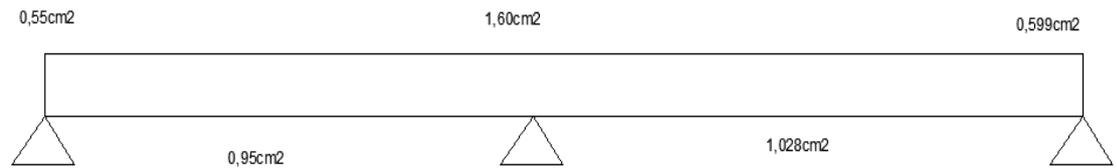
$$A_{sM^- \text{ cent}} = \frac{0.817 \text{ ton} - m * 100000}{0.9 * 4200 \text{ kg/cm}^2 \left( 15 - \frac{3}{2} \right)} = 1,60 \text{ cm}^2 > 0,362 \text{ cm}^2 \text{ CUMPLE}$$

$$A_{sM^+ \text{ cent}} = \frac{0.486 \text{ ton} - m * 100000}{0.9 * 4200 \text{ kg/cm}^2 \left( 15 - \frac{3}{2} \right)} = 0,95 \text{ cm}^2 > 0,362 \text{ cm}^2 \text{ CUMPLE}$$

$$A_{sM^+ \text{ cent}} = \frac{0.525 \text{ ton} - m * 100000}{0.9 * 4200 \text{ kg/cm}^2 \left( 15 - \frac{3}{2} \right)} = 1,028 \text{ cm}^2 > 0,362 \text{ cm}^2 \text{ CUMPLE}$$

**Figura 55**

Área de acero calculado para los nervios de la losa



$$A_{SM^{-}izq} = 0,55cm^2 \quad 1\emptyset 8mm$$

$$A_{SM^{-}der} = 0,599cm^2 \quad 1\emptyset 8mm$$

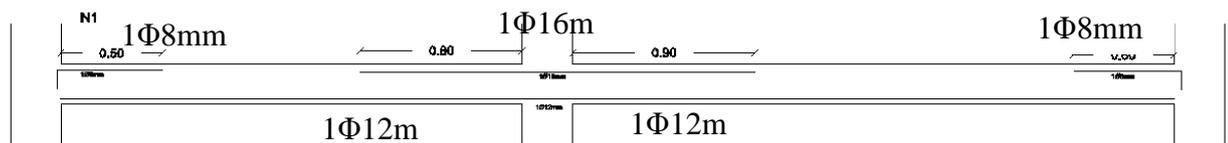
$$A_{SM^{-}cent} = 1,60cm^2 \quad 1\emptyset 16mm$$

$$A_{SM^{+}cent} = 0,95cm^2 \quad 1\emptyset 12mm$$

$$A_{SM^{+}cent} = 1,028cm^2 \quad 1\emptyset 12mm$$

**Figura 56**

Numero de varillas que cumplen con el área de acero calculado en los nervios de la losa



### Calculo de refuerzo por temperatura

$$A_{smin} = 0.0018 * 100 * 5 = 0,9cm^2$$

Considerando barras de ¼''

$$\#barras = \frac{A_{smin}}{A_{sb}}$$

$$\#barras = \frac{0,9cm^2}{0,32cm^2} = 2.81 \approx 3$$

$$s = \frac{b}{\#barras} = \frac{100cm}{3} = 33.33cm$$

**Espaciamiento máximo por temperatura**

$$S_{max} = 5 * T$$

$$S_{max} = 5 * 5cm$$

$$S_{max} = 25cm$$

El refuerzo por temperatura queda definido por barras de 6mm cada 25 cm

### Chequeo a flexión

$$M_u = 0.817ton - m$$

$$R_u = 3.89MPa = 39,67kg/cm^2$$

$$M_n = b * d^2 * R_u$$

$$M_n = 100cm * 15 cm^2 * 39,67kg/cm^2$$

$$M_n = 892575kg - cm = 8,925ton - m$$

$$\phi M_n = 0.9 * 8,925ton - m$$

$$\phi M_n = 8,033ton - m$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$8,033ton - m > 0.817ton - m \text{ **CUMPLE**}$$

### Chequeo por cortante

$$V_u = 1.15 \frac{w_u l_n}{2}$$

$$V_u = 1.15 \frac{1.089ton/m^2 * 2.60m}{2}$$

$$V_u = 1.62ton$$

$$V_c = (0.53\sqrt{f_c} * b * d)$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{210kg/cm^2} * 100cm * 15cm$$

$$V_c = 11520 kg = 11,52 ton$$

$$\phi V_c = 0.75 * 11,52ton$$

$$\phi V_c = 8,64 ton$$

$$\phi V_c > V_u$$

$$8,64\text{ton} > 1,62\text{ton} \quad \text{CUMPLE}$$

### 3.11.7 Cálculo de Derivas

Entonces para el cálculo de las derivas se procede a realizar lo siguiente:

Tenemos una altura por piso de 2.5m y un factor de reducción R igual a 3, se procede a calcular una vez obtenidos los desplazamientos del programa Etabs

El desplazamiento resultante para el piso 2 es:

$$R = \sqrt{Ux^2 + Uy^2} = \sqrt{0.018423^2 + 0.00107^2} = 0.0340 \text{ m}$$

Para la deriva elástica  $\Delta E$  se obtiene de la diferencia de los desplazamientos resultantes de cada piso dividido para la altura que tiene cada piso

$$\Delta E = \frac{R_2 - R_1}{h} = \frac{0.0340 - 0.000532}{2.5} = 0.0184$$

Para la deriva inelástica aplicamos la siguiente formula en donde tenemos:

$$\Delta M = 0.75 R \Delta E = 0.75 * 3 * 0.0184 = 0.96\%$$

Nos damos cuenta que esta si cumple con lo establecido en la norma NEC-15, puesto que es menor al 2%.

En la tabla 51 y tabla 52 se muestran las derivas inelásticas máximas por piso en cada dirección de la estructura respectivamente.

**Tabla 51**

*Derivas inelásticas con sismo en dirección X*

Story	Ux m	Uy m	Resultante M	Deriva Elástica $\Delta E$	Deriva Inelástica $\Delta M$	NEC-15 $\Delta$ Máx. < 0.02
PISO 2	0.018423	0.000532	0.0184	0.0043	0.96%	Si cumple
PISO 1	0.007747	0.000217	0.0078	0.0031	0.70%	Si cumple

**Tabla 52***Derivas inelásticas con sismo en dirección Y*

Story	Ux m	Uy m	Resultante M	Deriva Elástica $\Delta E$	Deriva Inelástica $\Delta M$	NEC-15 $\Delta$ Máx. < 0.02
PISO 2	0.000531	0.020669	0.0207	0.0049	1.10%	<b>SI CUMPLE</b>
PISO 1	0.000225	0.008498	0.0085	0.0034	0.77%	<b>SI CUMPLE</b>

Como podemos darnos cuenta las derivas en dirección X y Y cumplen con las derivas permitidas por la NEC-15

### 3.11.8 Cálculo de Torsiones

A continuación, se muestran los desplazamientos máximos originados del piso 2 y piso 1, posterior se realiza el cálculo de la resultante de dichos desplazamientos junto con las derivas elásticas, procediendo así a sacar el valor máximo de cada piso para verificar con la fórmula de torsión si cumple o no con lo establecido en la NEC-15.

En la tabla 53 y tabla 54 se muestran irregularidades torsionales por piso en cada dirección de la estructura respectivamente. Por lo que podemos darnos cuenta que no existe torsión excesiva.

**Tabla 53***Irregularidad torsional con sismo en dirección X*

Story	Ux M	Uy m	Drift X m/m	Drift Y m/m	U m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Torsión Excesiva (?)	Torsión < 1.2 (?)
Story2	0.0174	0.0021	0.0041	0.0005	0.0175	0.0041	0.0045	1.0536	<b>Si cumple</b>
Story2	0.0194	0.0021	0.0045	0.0005	0.0195	0.0045			
Story1	0.0073	0.0008	0.0029	0.0003	0.0073	0.0030	0.0032	1.0541	<b>Si cumple</b>
Story1	0.0081	0.0008	0.0032	0.0003	0.0082	0.0033			

**Tabla 54***Irregularidad torsional con sismo en dirección Y*

Story	Ux m	Uy m	Drift X m/m	Drift Y m/m	U m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Torsión Excesiva (?)	Torsión < 1.2 (?)
Story2	0.0023	0.0182	0.0005	0.00431	0.01840	0.0043	0.00435	1.00075	<b>Si cumple</b>
Story2	0.0025	0.0182	0.0005	0.00431	0.01843	0.0044			
Story1	0.0009	0.0074	0.0003	0.00299	0.00754	0.0030	0.00302	1.00084	<b>Si cumple</b>
Story1	0.0010	0.0074	0.0004	0.00299	0.00755	0.0030			

**3.11.9 Índice de estabilidad**

Los siguientes desplazamientos se los obtiene del programa Etabs en la tabla de los centros de masa. Posterior a esto se procede con el cálculo mediante los siguientes parámetros

El peso total y el Vx de la estructura mostrado en la Tabla 40, los desplazamientos Ux y Uy del programa, calculamos el desplazamiento resultante de cada piso, luego se realiza la diferencia de las resultantes del piso 2 con el piso 1, entonces el índice de estabilidad se calcula con la siguiente formula

$$Q_i = \frac{P_i \Delta E_i}{V_{xi} h_i}$$

A continuación, en la Tabla 55 y Tabla 56 se muestra el análisis de los índices de estabilidad en dirección X y dirección Y respectivamente.

**Tabla 55***Índice de estabilidad con sismo en dirección X*

Story	P Ton	Vx Ton	UX m	UY m	R m	ΔE m	Qi	Qi < 0.3
PISO 2	56.84	30.812	0.018423	0.000532	0.018	0.011	0.008	<b>Si cumple</b>
PISO 1	57.17	46.309	0.007747	0.000217	0.008	0.008	0.004	<b>Si cumple</b>

**Tabla 56***Índice de estabilidad con sismo en dirección Y*

Story	P Ton	V Ton	UX m	UY m	R m	$\Delta E$ m	Qi	Qi < 0.3
PISO 2	56.84	30.812	0.000531	0.020669	0.021	0.012	0.009	Si cumple
PISO 1	57.17	46.309	0.000225	0.008498	0.009	0.009	0.004	Si cumple

**3.11.10 Modos de Vibración**

Para el análisis dinámico se considera un modo de vibración por piso y se analiza su comportamiento. En la Tabla 57 los modos resultantes del programa ETABS

**Tabla 57***Modal Participating Mass Ratios*

Case	Mode	Periodo	UX	UY	RZ
Modal	1	0.298	0.0011	0.811	0.0139
Modal	2	0.282	0.8255	0.0017	0.0055
Modal	3	0.244	0.006	0.0123	0.8144

Se puede comprobar que en el Modo de vibración uno en el sentido Y se tiene traslación, en el Modo de vibración dos en el sentido X se tiene así misma traslación y en el Modo de vibración tres existe la rotación.

**3.11.11 Control de Periodo de Vibración**

Para este control debemos calcular con el programa, en donde según la Tabla 58 se tiene los tres primeros modos con sus respectivos periodos

**Tabla 58***Control del periodo de vibración de los modos de vibración*

MODO	PERIODO T	UNIDAD	CONTROL
1	0.298	seg	OK
2	0.282	seg	OK
3	0.244	seg	OK

Según el ASCE hay una ecuación de los periodos fundamentales en donde existen dos aproximaciones de periodos, el periodo fundamental aproximado 1 que obtiene un valor de  $T_{m1} = 0.234$  seg y luego el periodo fundamental 2, se multiplica el  $T_{m1}$  por el factor de 1.3 que da un valor de  $T_{m2} = 0.304$  seg.

Entonces se tiene que comparar los periodos arrojados por el programa que se encuentran en la Tabla 58 con los dos periodos fundamentales que nos salieron  $T_{m1}$  y  $T_{m2}$  en donde el Periodo 1 2 y 3 debe estar dentro del rango de  $T_{m1}$  y  $T_{m2}$  para que la estructura no sea muy rígida.

## Capítulo IV

### Diseño Estructural de Muros Estructurales

#### 4.1 Determinación de las cargas

##### 4.1.1 Carga muerta

La carga muerta que se considerará en el modelamiento de la estructura estará determinada por el peso propio de la losa y de las paredes que están dispuestas en el programa Etabs, además de estas se deberán considerar sobrecargas que se especifican a continuación:

- Para el Piso 1 y la cubierta tenemos una carga muerta total de 100 Kg/m<sup>2</sup>

**Tabla 59**

*Carga Muerta de la estructura del Piso 1*

<b>MATERIAL</b>	<b>PRECIO UNITARIO (kg/m<sup>2</sup>)</b>
Instalaciones	50
Tumbado	50
<b>Total</b>	<b>100</b>

##### 4.1.2 Carga viva

La determinación de la carga viva se la realiza de acuerdo a la norma, la cual establece que para viviendas unifamiliares este valor será de **200kg/m<sup>2</sup>**.

En el caso de la cubierta tenemos una carga de **75kg/m<sup>2</sup>**.

##### 4.1.3 Carga sísmica

Para la carga sísmica, del programa Etabs procedemos a sacar el valor del Peso Propio por pisos en la sección de Story Forces.

**Tabla 60***Story Force*

Story	Peso Propio	PP- Pisos	CM	CM Sobre impuesta	Live	Live Sobre impuesta	Carga	Carga Sísmica
	Tonf	Tonf	Kgf/cm2	Tonf	Kgf/cm2	Tonf	Tonf	
Story2	48.451	48.451	100	4.860	75	3.645	56.956	54.222
Story1	94.990	46.539	100	4.860	200	9.72	61.119	53.829
								<b>108.051</b>

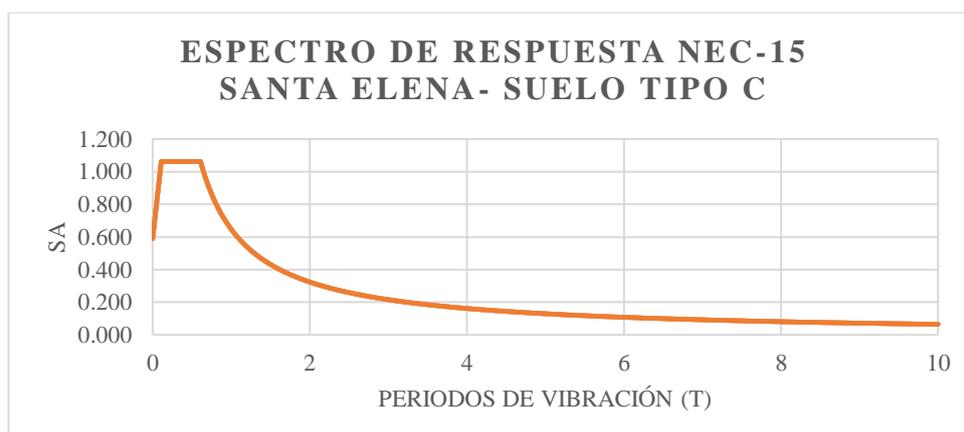
**Espectro de Respuesta.** Además de los coeficientes mencionados

anteriormente tendremos los siguientes:

**Tabla 61***Determinación de los coeficientes para el grafico de espectro de respuesta*

Relación de amplificación $\eta$	1.8
Factor de importancia	1
Tc	0.61
To	0.11
Sa	1.062

Teniendo los valores necesarios para poder construir el espectro de respuesta obtenemos la gráfica:

**Figura 57***Espectro de respuesta NEC-15*

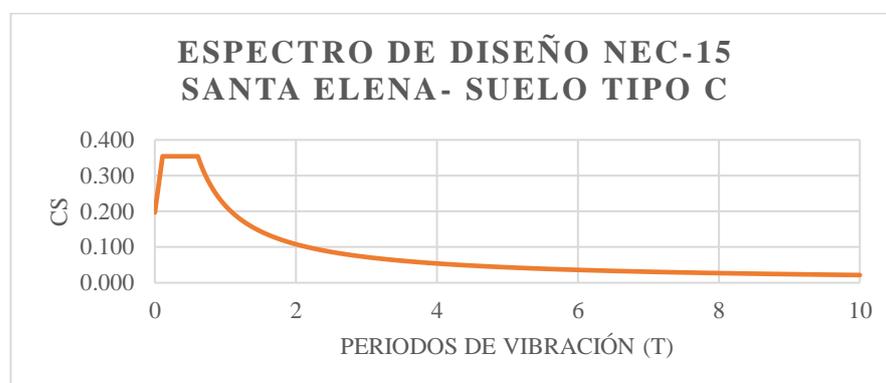
**Factor de importancia.** La estructura estudiada se encuentra categorizada como otras estructuras con un coeficiente (**I**) igual a 1.

**Factor de reducción de resistencia R.** Esta estructura es considerada dentro de la sección de sistemas estructurales de ductilidad limitada para pórticos resistentes a momentos con un valor de  $R=3$  ya que se trata de muros de hormigón armado limitado a 2 pisos tal y como lo indica en la NEC-15.

**Espectro de Diseño.** Con este espectro es con el que vamos a diseñar la estructura, en base al espectro de respuesta utilizando los factores de irregularidad en planta y elevación, factor de importancia y el factor de reducción

### Figura 58

*Espectro de diseño NEC-15*



**Periodo de vibración fundamental T.** Para las estructuras se puede determinar el periodo de acuerdo a la formula detallada en la sección 2.7.3.6. con los valores detallados a continuación:

**El coeficiente del tipo de edificación.** Pórticos especiales de hormigón armado  $C_t=0.055$  y  $\alpha=0.75$

**Altura máxima de la edificación.** El total de los dos pisos  $h_n=5$

Entonces  $T = C_t h_n^\alpha$ , por ende, el periodo de vibración fundamental es  $T = 0.1839$

**Cortante basal.** Teniendo los valores necesarios para determinar el cortante basal de acuerdo a la fórmula detallada en la sección 2.7.1. Como son:

**Tabla 62**

*Valores de los factores para el cálculo de Sa*

Elemento	Factor	Valor
Espectro de diseño en aceleración	Sa	1.062
Factores de configuración estructural en planta	$\phi_P$	1
Factores de configuración en elevación	$\phi_E$	1
Factor de reducción de respuesta estructural	R	3
Factor de importancia de la estructura	I	1

Como el peso total de la estructura de acuerdo a la tabla 60 es de 108.051, el coeficiente de cortante basal necesario para nuestra estructura es el mostrado en la ecuación siguiente:

$$V = \frac{1 * 1.062}{3 * 1 * 1} W \Rightarrow 0.354(108.051) \Rightarrow V = 38.250$$

## 4.2 Modelo de la vivienda en el programa ETABS

### 4.2.1 Datos para el Modelamiento del sistema estructural

- Peso específico del hormigón ( $\gamma$ ):  $2.4t/m^3$
- Esfuerzo del hormigón  $F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ , para losas, columnas y vigas.
- Esfuerzo de fluencia del acero  $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del hormigón (E):  $15100\sqrt{f'_c} = 15100\sqrt{210} = 218819.789 \text{ Kg/cm}^2 = 2188197.89 \text{ Ton/m}^2$  (muros y losas)
- Inercia agrietada de los muros 0.60

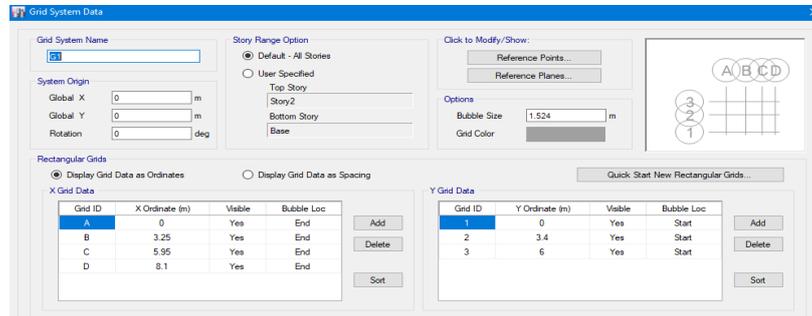
### 4.2.2 Proceso del Modelamiento

**Creación de la Grilla.** De acuerdo a como se vaya a configurar nuestra estructura se deberá seleccionar el número de líneas en el eje X y en el eje Y junto con

sus distancias correspondientes en cada eje, colocamos el número de pisos y seleccionamos “Grid Only” y Edit Grid.

### Figura 59

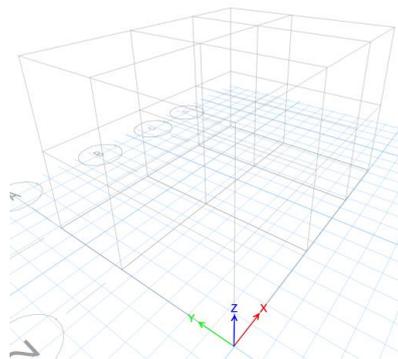
*Creación de grilla*



**Cambiar las unidades.** Seleccionar el sistema con el que vamos a trabajar

### Figura 60

*Cambio de unidades*



**Crear el material que se va a utilizar.** Para la creación del material se hace clic en Define (definir) y luego en Add New Material (Agregar nuevo material). Se ingresa el nombre del material ( $f'c210\text{kg/cm}^2$ ) y el peso específico del hormigón ( $2.4\text{t/m}^3$ ), además del módulo de elasticidad  $2188197.89\text{ Ton/m}^2$ , por último, se da clic en OK.

## Figura 61

Colocación de los valores del hormigón

**Crear los elementos (muros).** Para crear los elementos muro se da clic en Define (definir), luego clic en Section properties (Propiedades de la sección), en esta ocasión se selecciona Wall Sections y aparecerá una nueva ventana en donde se dará Clic en Add new properties (agregar nueva propiedad) para colocarlos en Property Name (nombre de la columna), seguido de esto seleccionar el tipo de material para el muro.

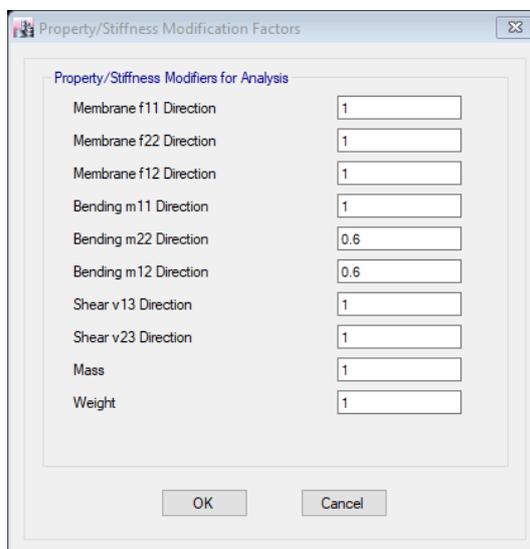
## Figura 62

Creación del muro

Clic en Modify/Show, en donde se modifica la Inercia que indica la norma que para los muros es 0.6, luego hacer clic en OK.

### Figura 63

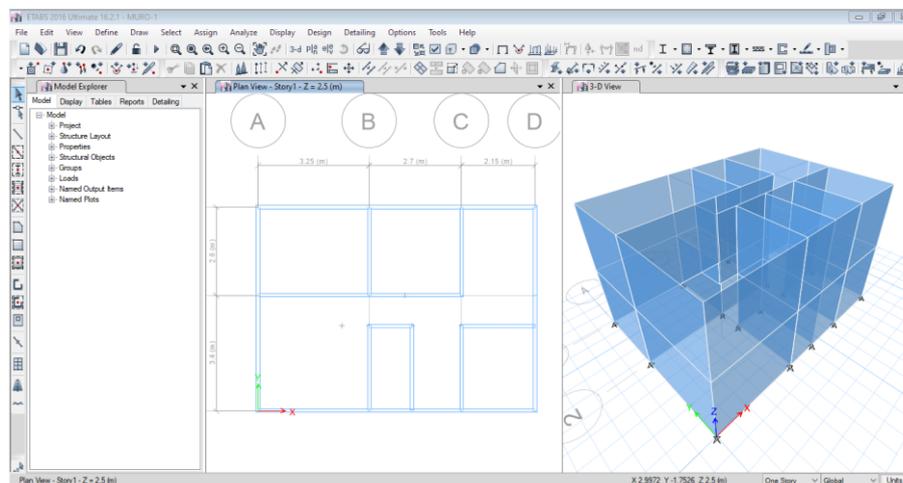
*Modificación de las inercias de los muros*



Proceder a dibujar los muros en la estructura dando clic en la parte izquierda al ícono que dice Quick Draw Walls (Plan)

### Figura 64

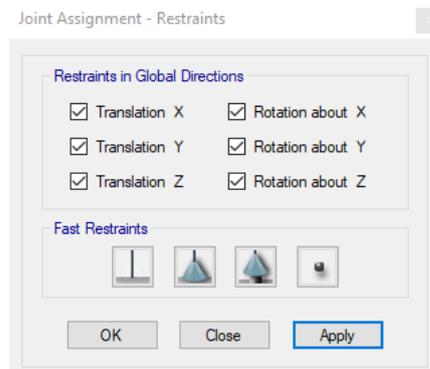
*Estructura modelada con muros portantes*



**Colocar los empotramientos.** Se da clic en Assing (asignar), luego en Joint y clic en Restraints y poner el empotramiento (reacciones en x, y y z)

## Figura 65

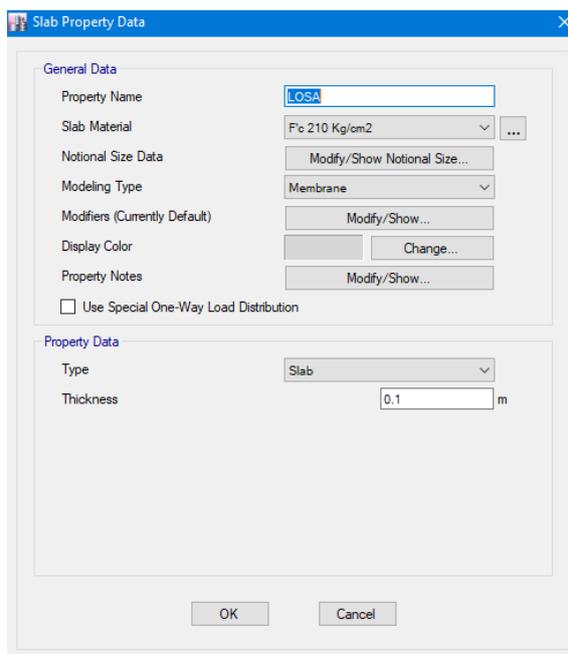
*Colocación de los empotramientos de la estructura*



**Crear la losa.** Clic en Define (definir), luego clic en Section properties (Propiedades de la sección) y Slab section (sección de cuadros), Add new properties (agregar nueva propiedad) y se coloca el nombre de la losa, en Slab material seleccionamos ( $f^c=210$ ) y Modeling Type seleccionamos (membrana).

## Figura 66

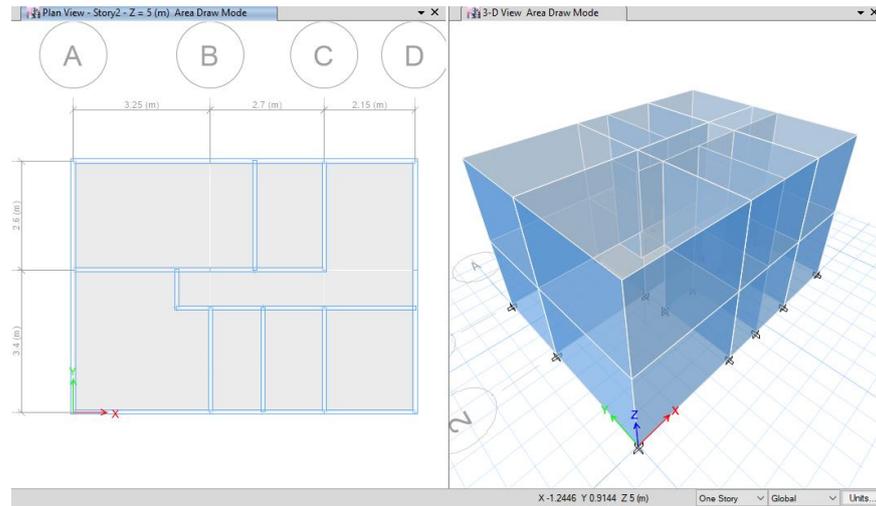
*Creación de la losa*



Proceder a dibujar la losa dando clic en Quick draw floor, luego en Property seleccionar losa y se dibuja en cada cuadrícula esto se hace en todos los pisos.

**Figura 67**

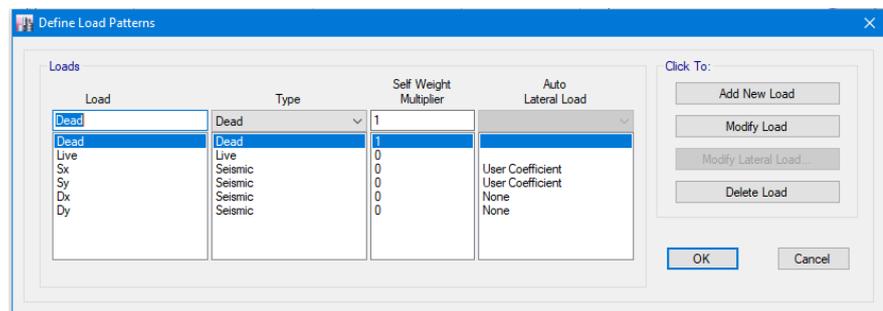
*Dibujo de la estructura con la losa*



**Patrones de Carga.** Se Tiene como **Dead** en donde contiene el peso de la estructura y peso que da el programa directamente y **Live** para lo que se debe crear un **Sx** y **Sy** para con auto **User Coefficient** para ingresar el valor de **k** y el valor de **Cs**. También se crea un **Dx** y **Dy** donde se ingresa el espectro.

**Figura 68**

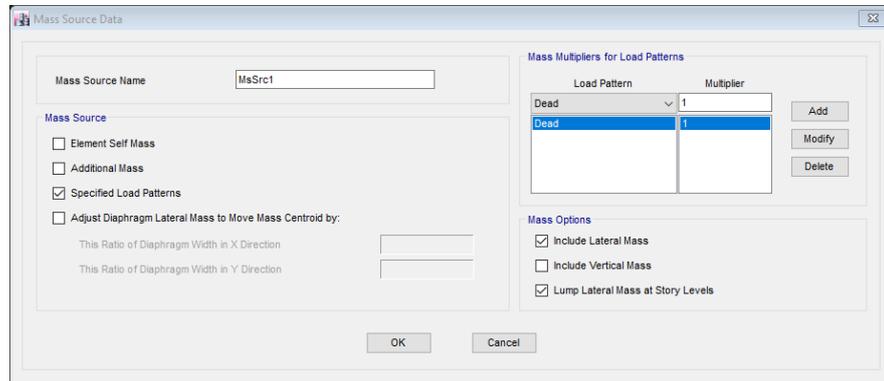
*Creación de patrones de carga*



**Masa participativa.** Ir a Define>Mass Source y colocar Modify Show

**Figura 69**

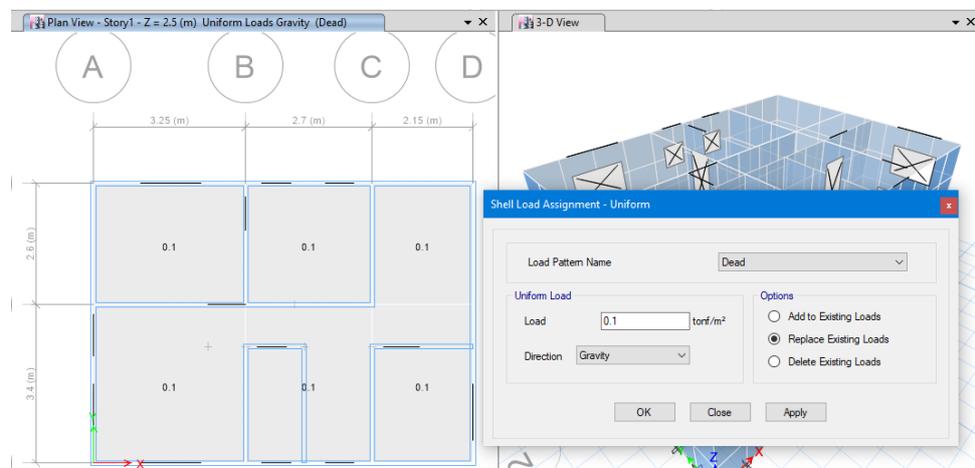
*Colocación de la masa participativa*



**Aplicar la carga muerta a todos los pisos.** Dar Clic en Select, luego clic en Select, seleccionar Properties y dar clic en Slab section. Seleccionar LOSA, luego clic en Select y cerrar. Luego dirigirse a la opción Assing, seleccionar Shell Loads y clic en Uniform. Aparecerá una nueva ventana seleccionar en Load Pattem Name, elegimos “Dead” y colocar en Load la cantidad de la carga muerta 0.1 Ton/m<sup>2</sup> en el primer piso y segundo piso, luego clic en OK.

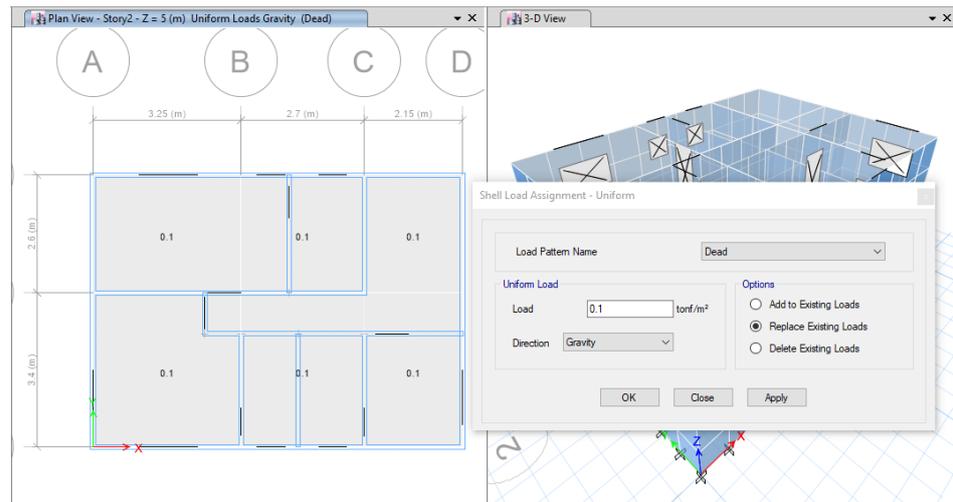
**Figura 70**

*Carga muerta aplicada a la estructura para el piso 1*



**Figura 71**

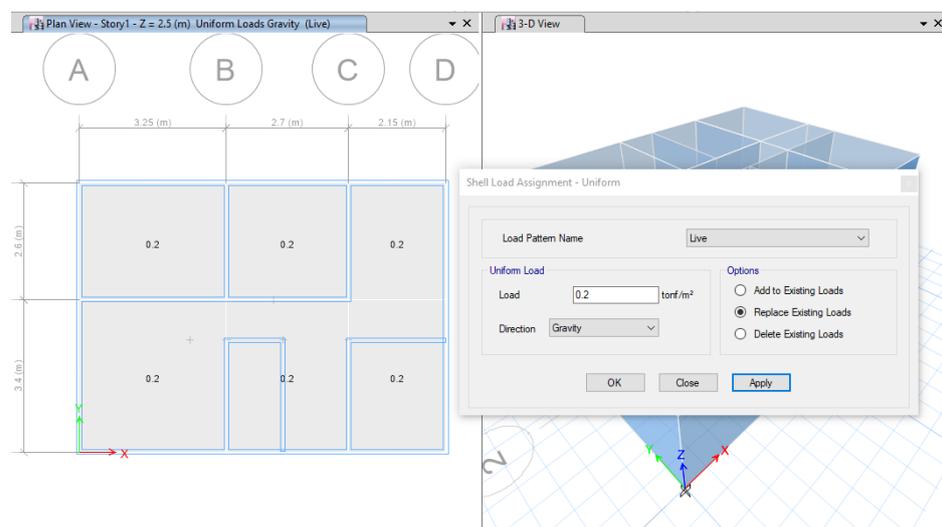
*Carga muerta aplicada a la estructura para el piso 2*



**Aplicar la carga viva a todos los pisos.** Seleccionar la losa del piso al que se va a colocar la carga, para esto dar clic en Assing luego en Shell loads y clic en Uniform Aplicar la carga viva (live) según los pisos Piso 1 un valor de 0.2 Ton/m<sup>2</sup> y Piso 2 un valor de 0.075 Ton/m<sup>2</sup>.

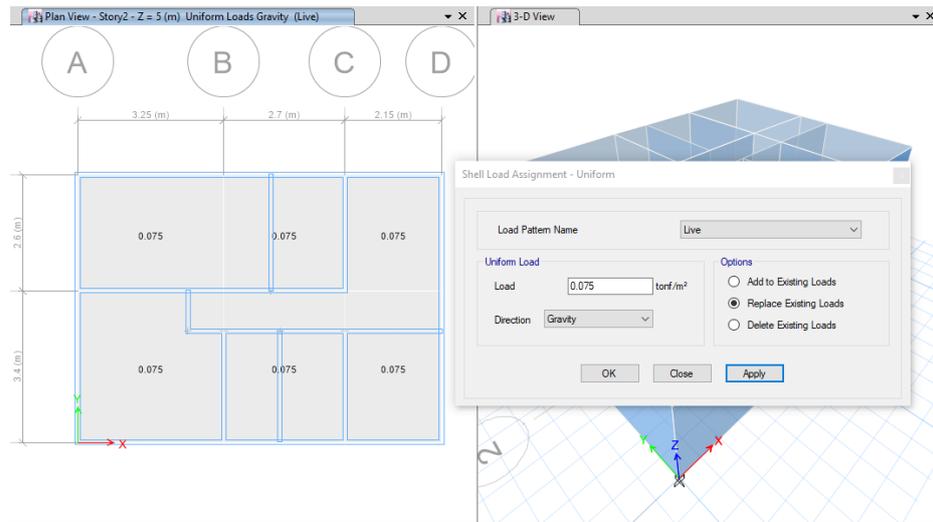
**Figura 72**

*Carga viva aplicada a la estructura para el piso 1*



**Figura 73**

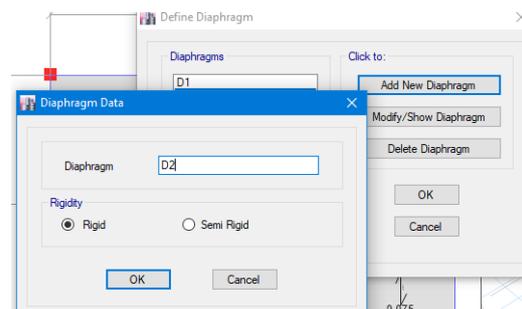
*Carga viva aplicada a la estructura para el piso 2*



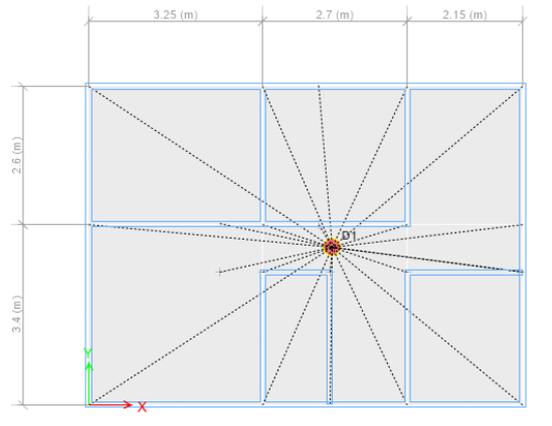
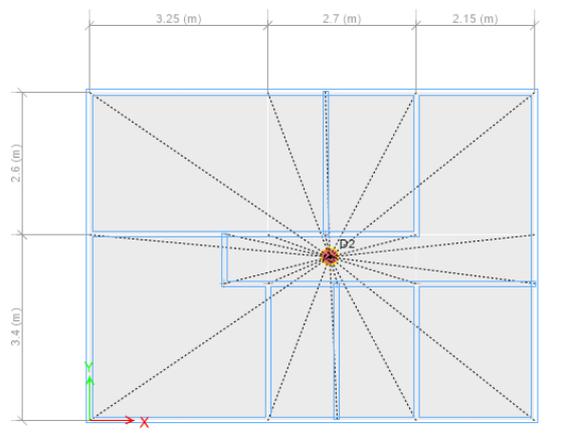
**Diafragmas.** Para colocar el diafragma rígido a la estructura crear los diafragmas por pisos, para esto ir a Define>Diaphragm y clic en Add New Diaphragm que sea Rigid, clic en Ok.

**Figura 74**

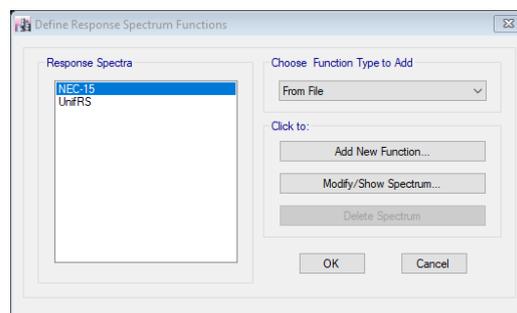
*Colocación de los diafragmas*



Asignación de los diafragmas para este paso seleccionar todo el piso 1, luego ir a Assign > Joint > Diaphragm y se escoge el respectivo para cada piso en este caso D1 y clic en Apply.

**Figura 75***Aplicación del diafragma en el piso 1***Figura 76***Aplicación del diafragma en el piso 2*

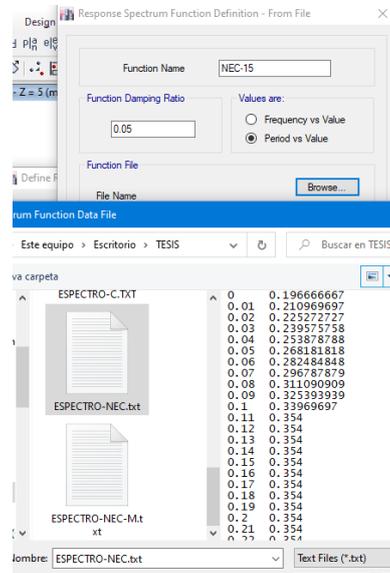
**Espectro de Diseño.** Una vez que se haya creado el espectro de diseño, ingresar al programa Etabs. Para esto ir a Define>Functions>Response Spectrum y seleccionar From File y clic en Add New Function

**Figura 77***Ingreso del espectro al programa*

Colocar el nombre con el que lo identifica, luego clic en Browse para buscar el archivo de texto en donde fueron guardados los valores del espectro.

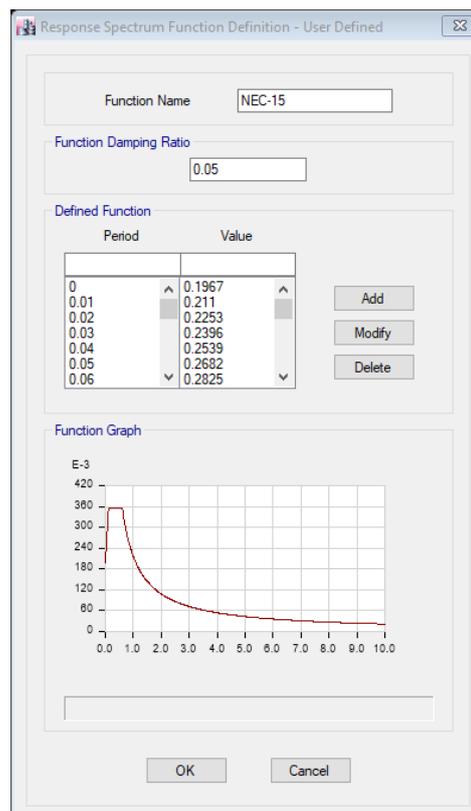
### Figura 78

*Colocación de los datos del espectro de respuesta*



### Figura 79

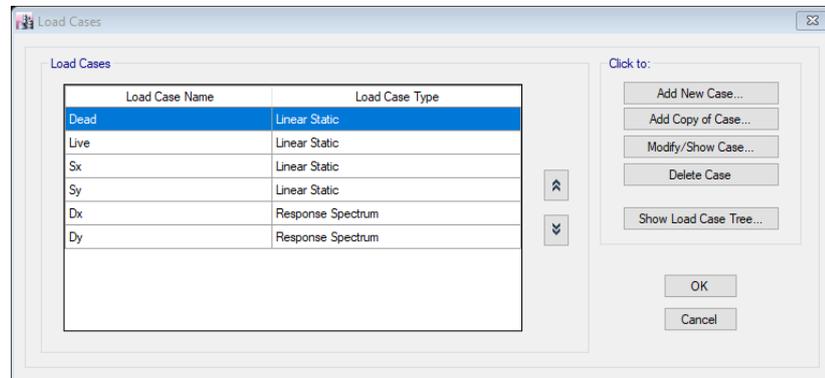
*Datos del espectro ingresados en el programa*



**Casos de Carga.** En Dx y Dy modificar y colocar Response Spectrum y la aceleración U1 para el caso de Dx y en Dy la aceleración de U2. Además, en Function colocar NEC-15 que fue el espectro ingresado para el programa.

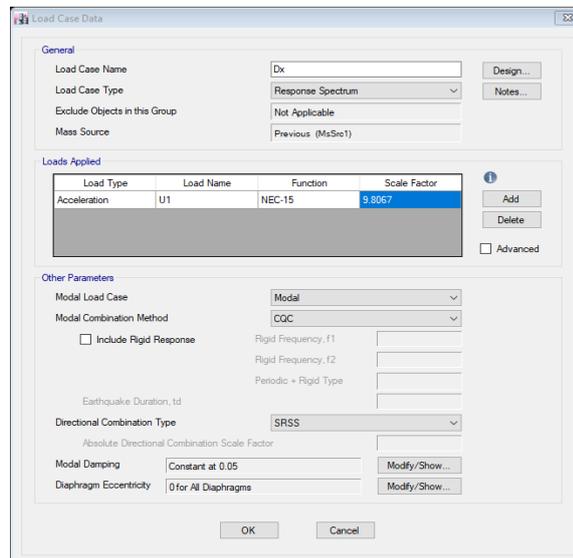
**Figura 80**

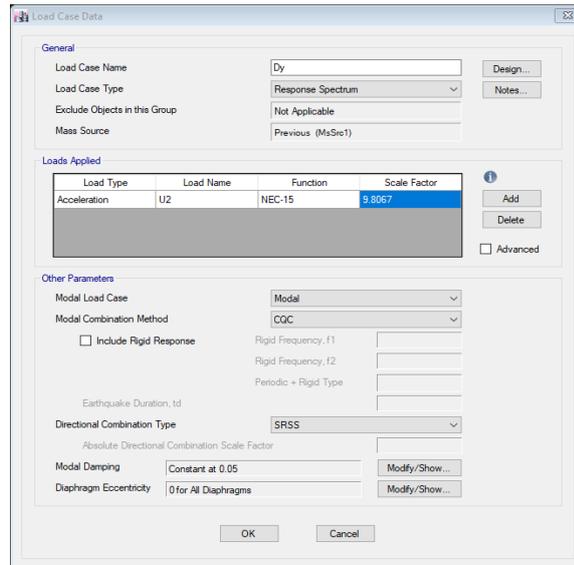
*Casos de carga*



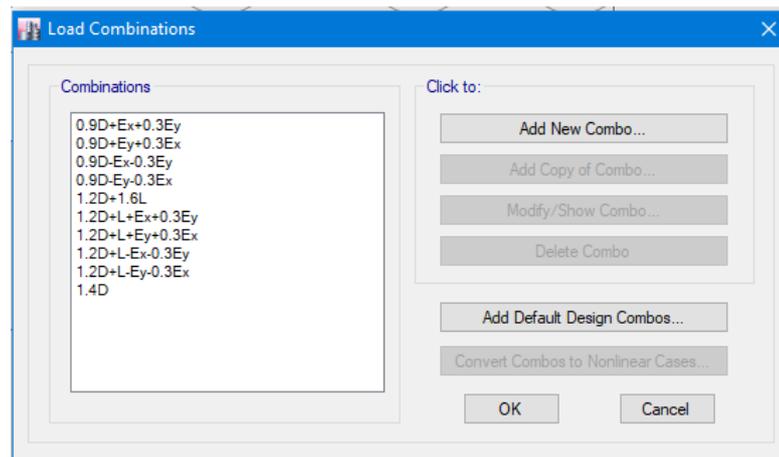
**Figura 81**

*Modificación del Dx*



**Figura 82***Modificación del Dy*

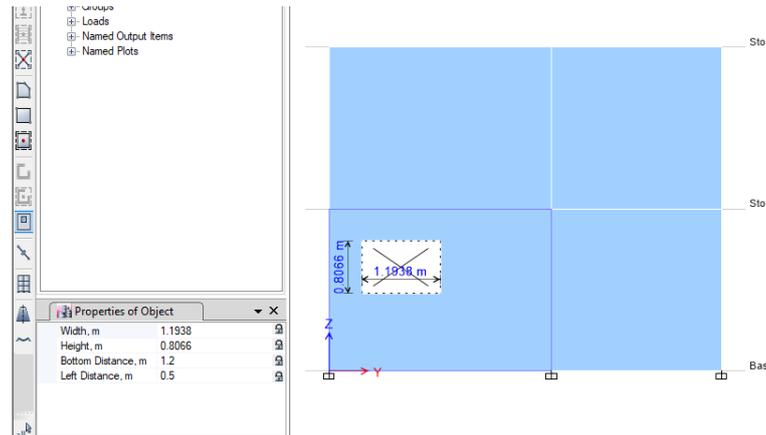
**Crear la combinación de carga.** Clic en la opción Define, luego clic en Load combination y luego en Add new combination (Agregar nueva combinación)

**Figura 83***Combinaciones de carga*

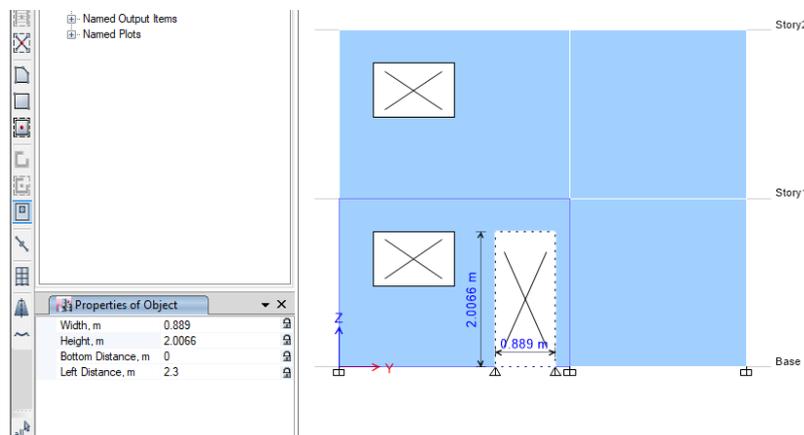
**Agujeros de los muros.** Para aplicar los agujeros de las ventanas y puertas a los muros ir al icono que se encuentra en la parte lateral izquierda llamado Draw Wall Openings (Plan, Elev,3D) y en el cuadro colocar las dimensiones del agujero en este caso de la ventana, dar clic en el muro que vaya a estar ubicado y se obtiene:

**Figura 84**

*Dibujo de las secciones de ventanas de los muros*

**Figura 85**

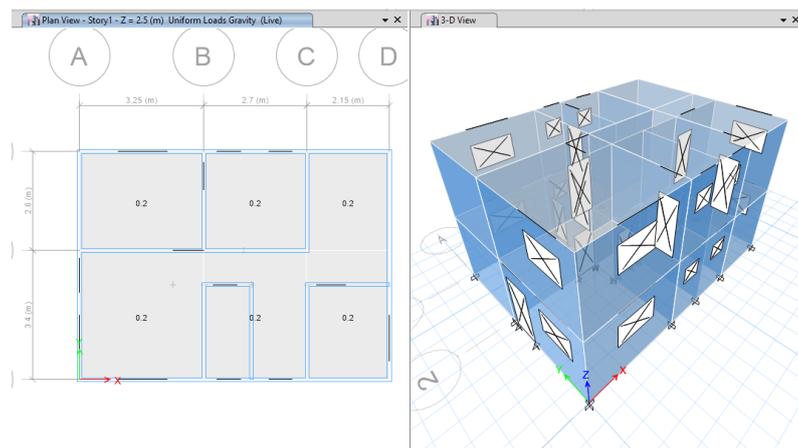
*Dibujo de las secciones de ventanas y puertas de los muros*



Realizar este procedimiento para todos los agujeros

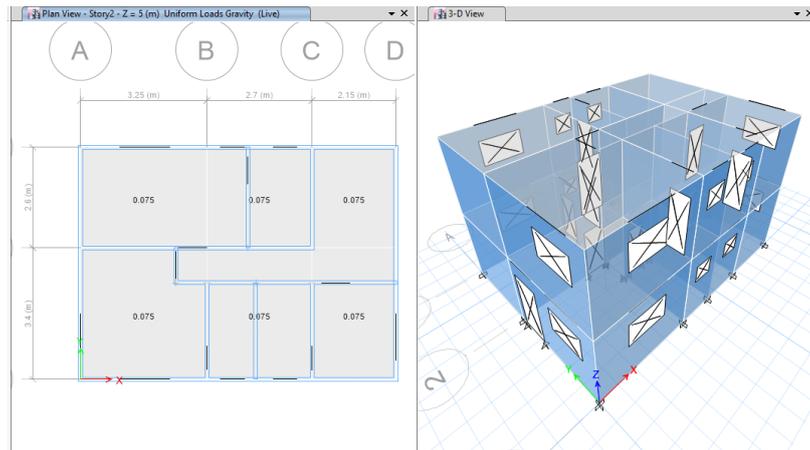
**Figura 86**

*Carga viva aplicada a la losa del primer piso*



## Figura 87

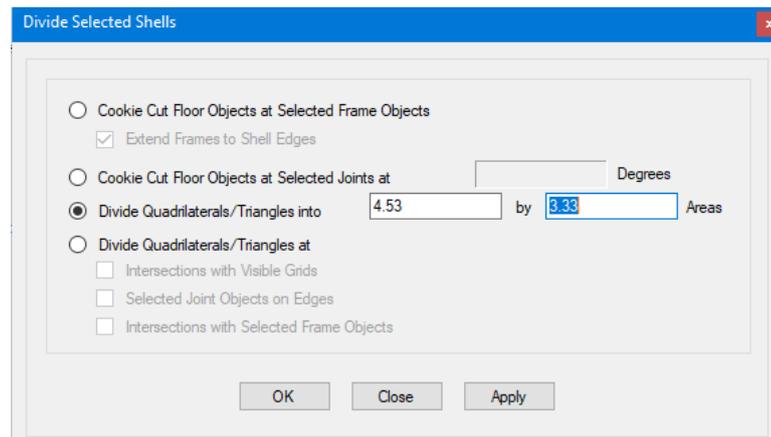
*Carga viva aplicada a la losa del segundo piso*

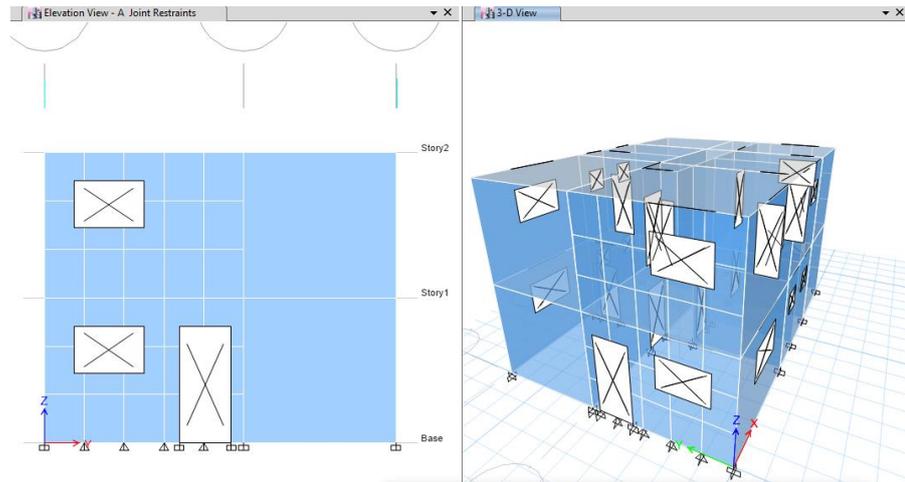


**Dividir los muros.** Se dividen los muros para que la carga proporcionada se distribuya mejor, para esto vamos a Edit>Edit Shells>Divide Shells tendremos la siguiente ventana en la que se digita primero en cuantas partes se divida el muro en el sentido horizontal y luego en sentido vertical. Dar clic en OK.

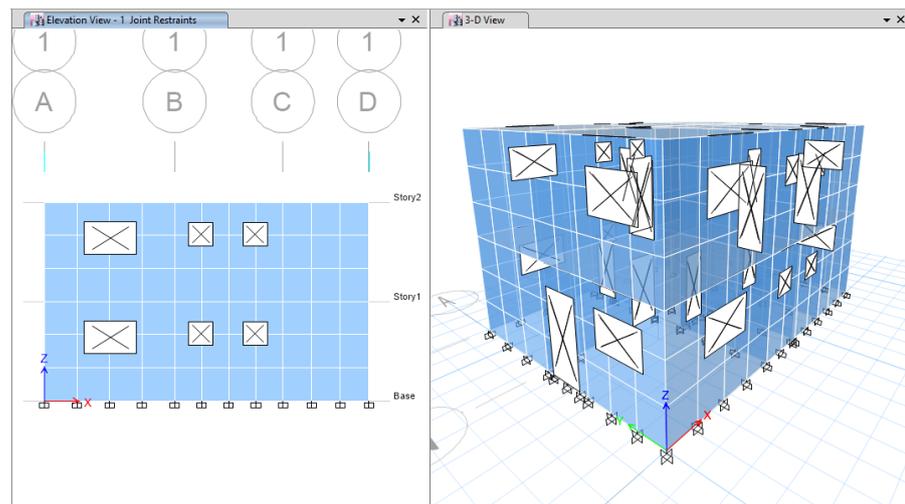
## Figura 88

*División de los muros*

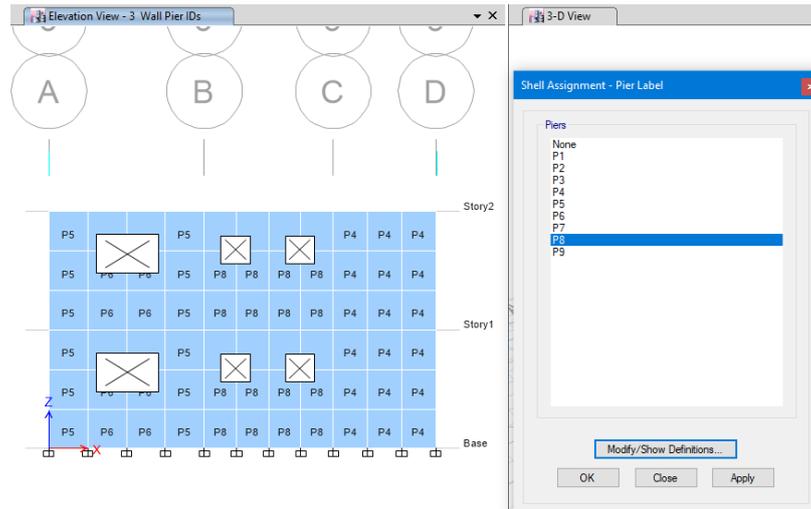


**Figura 89***Estructura con muros portantes divididos*

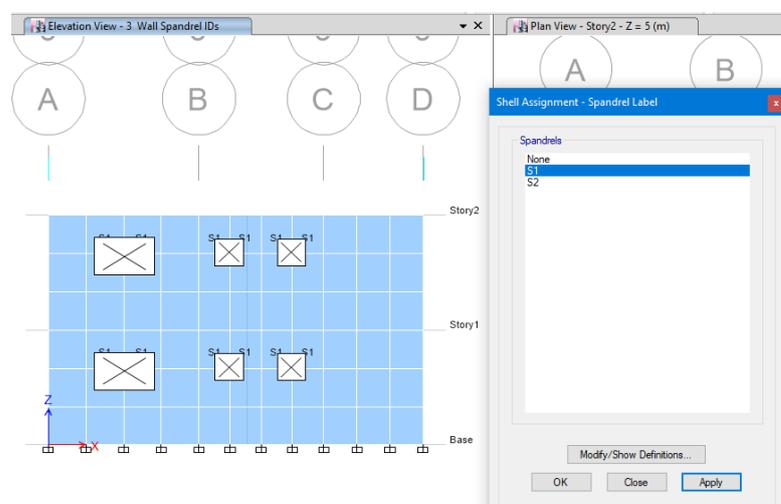
Realizar este procedimiento para todos los muros, de acuerdo a la dimensión que esta tenga cada uno.

**Figura 90***Estructura con muros portantes divididos*

**Etiquetas Pier en los muros.** Un muro Pier permite obtener las fuerzas internas en secciones horizontales de muros formados por objetos de áreas verticales (tipo muro), o por una combinación de objetos de área y de línea verticales. Para esto se tiene que ir a Define>Pier Labels y crear los Piers que sean necesarios para la estructura.

**Figura 91***Asignación de pier*

**Etiquetas Spandrel en los muros.** Un muro Spandrel va a trabajar a flexión y puede estar formado por objetos de área horizontales (elementos de cáscara tipo muro) o por una combinación de objetos de área y de línea horizontales. Para esto ir a Define>Spandrel Labels y crear los Spandrel tanto para las ventanas como para las puertas.

**Figura 92***Asignación de Spandrel*

### 4.3 Densidad de muros

Para que la estructura de acuerdo a su resistencia pueda soportar las cargas verticales y horizontales, se procede a verificar la cantidad de muros (d%) en ambas direcciones, en el sentido X y sentido Y, estas deben ser mayor o igual a 1.5% para estructuras de 2 pisos tal y como lo indica la NEC-15. Esta norma establece la siguiente formula para el respectivo cálculo.

$$d\% \geq \frac{A_w}{A_p}$$

Donde:

**d** Índice de densidad de muros en cada dirección

**A<sub>w</sub>** Sumatoria de las secciones transversales de los muros confinados en la dirección que se vaya analizar

**A<sub>p</sub>** Área total en planta de la vivienda

En la tabla 63, se observa que la cantidad de muros por piso es mayor a 1.5%

**Tabla 63**

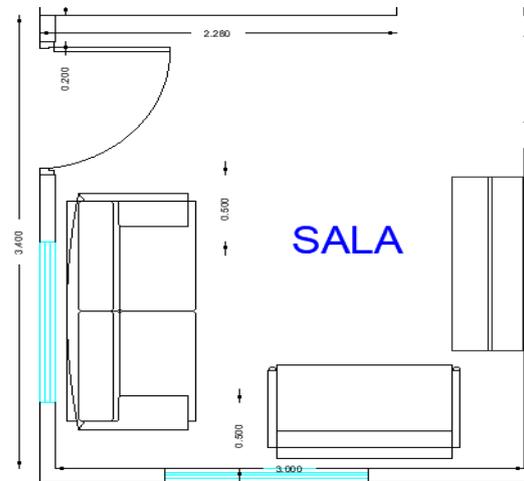
*Densidad de muros*

		<b>A<sub>w</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>p</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	<b>d%</b>
<b>Piso 2</b>	<b>Sentido X</b>	2.78	48.6	5.72
	<b>Sentido Y</b>	2.43	48.6	5.00
<b>Piso 1</b>	<b>Sentido X</b>	2.52	48.6	5.18
	<b>Sentido Y</b>	2.34	48.6	4.81

#### 4.4 Predimensionamiento de la losa

**Figura 93**

*Dimensiones para predimensionamiento de losa*



Determinación del tipo de losa

$$\beta = \frac{L_{largo}}{L_{corto}} \leq 2.0$$

$$\beta = \frac{3.40}{3.00} \leq 2.0$$

$$\beta = 1.13 \leq 2.0 \text{ CUMPLE}$$

La relación establecida cumple por lo que se trabajará con losas bidireccionales, la sección que se escogió para el análisis es el que posee las luces más largas, las demás secciones trabajarán de la misma manera. Se analizará la altura de la losa de acuerdo a la siguiente expresión:

Luego se analizará la altura de la losa  $h$  de acuerdo a la expresión:

$$h = \frac{L_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

$$h = \frac{3.40 \left( 0.8 + \frac{4200}{14000} \right)}{36 + (9 * 1.13)}$$

$$h = 0.08 \text{ m} = 8.1 \text{ cm}$$

Se escoge un espesor de losa maciza de 10cm.

$$\frac{l_n}{33} = \frac{340}{33} = 10.30 \text{ cm}$$

$$h = 10 \text{ cm}$$

#### 4.5 Predimensionamiento de muro portante

##### 4.5.1 Espesor mínimo del muro

El espesor mínimo para estos sistemas estructurales no debe ser menor de 1/30 de la altura del muro, ni tampoco menor que 80 mm.

$$\frac{1}{30} 250 \text{ cm} = 8.33 \text{ cm}$$

En este caso se escoge un valor mayor al obtenido es decir 10cm, ya que cumple con lo establecido en la norma.

#### 4.6 Ajuste del cortante basal

Para el cortante basal se obtiene lo siguiente:

**Tabla 64**

*Valores necesarios para el cálculo del Cortante Basal*

CORTANTE BASAL SUELO TIPO C - SANTA ELENA Z = 0,5							
<b>n</b>	1.80	<b>z</b>	0.5	<b>Fa</b>	1.18	<b>Sa</b>	1.062
<b>Ct</b>	0.055	<b>α</b>	0.75	<b>ht</b>	5.00	<b>T</b>	0.184
<b>φP</b>	1	<b>φE</b>	1	<b>R</b>	3	<b>k</b>	1
<b>I</b>	1	<b>Cs</b>	0.354				

Y el cortante basal distribuido por pisos lo vemos en la tabla 65

**Tabla 65**

*Cortante Basal para el tipo de suelo*

Piso	$h_i$	$\omega_i$	$\omega_i * (h_i)^k$	$\frac{\omega_i * (h_i)^k}{\sum \omega_i * (h_i)^k}$	$F_i = F_X$	$V_X$	<b>0.3*Fx</b> (Ton)
Piso 2	5	54.222	271.111	0.668	34.722	34.722	10.417
Piso 1	2.5	53.829	134.572	0.332	17.235	51.958	5.171
	<b>WT</b>	108.051	405.683	1.000	<b>V</b>	52.000	

En la siguiente tabla se aprecia la distribución de fuerza lateral en dirección x, con su corte basal estático calculado y cortante dinámico obtenido del programa:

**Tabla 66**

*Comparación del Cortante basal estático y cortante basal dinámico en sentido X*

PISOS	Carga W	Cortante Estático		Cortante Dinámico- VD (Ton)
		Corte basal Estático – VE (Ton)	80% Cortante Estático	
2	54.22	34.722	27.778	9.0682
1	53.83	17.235	13.788	7.8854
	108.05	<b>51.958</b>	41.566	<b>16.954</b>

**Tabla 67**

*Comparación del Cortante basal estático y cortante basal dinámico en sentido Y*

PISOS	Carga W	Cortante Estático		Cortante Dinámico- VD (Ton)
		Corte basal Estático – VE (Ton)	80% Cortante Estático	
2	54.22	34.722	27.778	9.5108
1	53.83	17.235	13.788	7.1869
	108.05	<b>51.958</b>	41.566	<b>16.698</b>

El valor del cortante dinámico total en la base obtenida por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser para el caso de estructuras regulares como la de esta estructura <80% del cortante basal V obtenido por el método estático. Por lo tanto, se procede a realizar el cálculo respectivo mediante la ecuación siguiente en donde se divide la sumatoria del cortante dinámico sobre la sumatoria del cortante estático.

En el sentido X se obtiene:

$$\frac{\sum VD}{\sum VE} = \frac{16.954 \text{ Ton}}{51.958 \text{ Ton}} = \mathbf{0.3263}$$

En el sentido Y se obtiene:

$$\frac{\sum VD}{\sum VE} = \frac{16.698 \text{ Ton}}{51.958 \text{ Ton}} = \mathbf{0.3214}$$

Se observa que no cumple en ambas direcciones con la condición mencionada anteriormente, por lo que se procede a realizar la corrección obteniendo un factor, que se procederá a multiplicar por la aceleración de la gravedad que es 9.8067

En el sentido X se obtiene:

$$Fact. \text{ Correc} = \frac{VD/VE}{\sum VD / \sum VE} = \frac{0.80}{0.3263} = \mathbf{2.452}$$

$$Fact. \text{ Correc} = 2.452 \times 9.8067 = \mathbf{24.044}$$

En el sentido Y se obtiene:

$$Fact. \text{ Correc} = \frac{VD/VE}{\sum VD / \sum VE} = \frac{0.80}{0.3214} = \mathbf{2.489}$$

$$Fact. \text{ Correc} = 2.489 \times 9.8067 = \mathbf{24.412}$$

Una vez hecha la corrección en el programa se procede a realizar la verificación nuevamente.

**Tabla 68**

*Verificación del cortante basal en el programa en el sentido X*

PISOS	Carga W	Cortante Estático		Cortante Dinámico- VD (Ton)
		Corte basal Estático – VE (Ton)	80% Cortante Estático	
2	54.22	34.722	27.778	22.233
1	53.83	17.235	13.788	19.333
	108.05	<b>51.958</b>	41.566	<b>41.566</b>

**Tabla 69**

Verificación del cortante basal en el programa en el sentido Y

PISOS	Carga W	Cortante Estático		Cortante Dinámico- VD (Ton)
		Corte basal Estático – VE (Ton)	80% Cortante Estático	
2	54.22	34.722	27.778	23.675
1	53.83	17.235	13.788	17.891
	108.05	<b>51.958</b>	41.566	<b>41.566</b>

#### 4.7 Cálculo de Derivas

En la tabla 70 y tabla 71 se muestran las derivas inelásticas máximas por piso en cada dirección de la estructura respectivamente.

**Tabla 70**

*Derivas inelásticas con sismo en dirección X*

Story	Ux	Uy	Resultante	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	NEC-15
	m	m	m	$\Delta E$	$\Delta M$	$\Delta$ Máx. < 0.01
Story2	0.000087	0.000023	0.000090	0.000014	0.003%	SI CUMPLE
Story1	0.000053	0.000012	0.000054	0.000022	0.005%	SI CUMPLE

**Tabla 71**

*Derivas inelásticas con sismo en dirección Y*

Story	Ux	Uy	Resultante	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	NEC-15
	m	m	m	$\Delta E$	$\Delta M$	$\Delta$ Máx. < 0.01
Story2	0.000022	0.000120	0.000122	0.000023	0.005%	SI CUMPLE
Story2	0.000013	0.000064	0.000065	0.000026	0.006%	SI CUMPLE

#### 4.8 Cálculo de Torsiones

En la tabla 72 y tabla 73 se muestran irregularidades torsionales por piso en cada dirección de la estructura respectivamente. Por lo que podemos darnos cuenta que no existe torsión excesiva.

**Tabla 72**

*Irregularidad torsional con sismo en dirección X*

Story	Ux m	Uy M	U m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2 (?)
Story2	0.000087	0.000022	0.000090	0.000015	0.000015	1.014	SI
Story2	0.000088	0.000022	0.000091	0.000014			CUMPLE
Story1	0.000052	0.000012	0.000053	0.000021	0.000022	1.018	SI
Story1	0.000054	0.000012	0.000055	0.000022			CUMPLE

**Tabla 73***Irregularidad torsional con sismo en dirección Y*

Story	Ux m	Uy M	U m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2 (?)
Story2	0.000020	0.000117	0.000119	0.000023	0.000023	1.001	SI
Story2	0.000024	0.000117	0.000119	0.000023			CUMPLE
Story1	0.000011	0.000061	0.000062	0.000025	0.000025	1.007	SI
Story1	0.000015	0.000061	0.000063	0.000025			CUMPLE

**4.9 Índice de estabilidad**

A continuación, en la Tabla 74 y Tabla 75 se muestra el análisis de los índices de estabilidad en dirección X y dirección Y respectivamente.

**Tabla 74***Índice de estabilidad con sismo en dirección X*

Story	P Ton	V Ton	UX m	UY m	R m	$\Delta E$ m	Qi	Qi < 0.3
PISO 2	54.22	34.722	0.000087	0.000023	0.00009	0.00004	0.00002	SI CUMPLE
PISO 1	53.83	51.958	0.000053	0.000012	0.00005	-0.00007	-0.00003	SI CUMPLE

**Tabla 75**

*Índice de estabilidad con sismo en dirección Y*

Story	P Ton	V Ton	UX m	UY m	R m	$\Delta E$ m	Qi	Qi < 0.3
PISO 2	54.22	34.722	0.000026	0.000143	0.00015	0.00007	0.00004	SÍ CUMPLE
PISO 1	53.83	51.958	0.000015	0.000074	0.00008	0.00008	0.00003	SÍ CUMPLE

#### 4.10 Modos de Vibración

Para el análisis dinámico se considera un modo de vibración por piso y se analiza su comportamiento. En la Tabla 76 los modos resultantes del programa ETABS

**Tabla 76**

*Modal Participating Mass Ratios*

Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
Modal	1	0.026	0.0319	0.8737	0.0011
Modal	2	0.023	0.908	0.0319	0.000025
Modal	3	0.018	0.0001	0.0006	0.9552

Se puede comprobar que en el Modo de vibración uno en el sentido Y se tiene traslación, en el Modo de vibración dos en el sentido X se tiene así misma traslación y en el Modo de vibración tres existe la rotación.

#### 4.11 Diseño de muros portantes

##### 4.11.1 Diseño por flexo-compresión

Para el diseño del muro portante se escogió el que está ubicado en el eje A denominado Pier P1 que tiene las siguientes dimensiones:

$$b_w = 10cm$$

$$h_w = 250cm$$

$$l_w = 260cm$$

$$c = 130cm$$

Del programa Etabs se obtienen los valores de las fuerzas que actúan sobre el muro, como son:

**Tabla 77***Fuerzas que actúan en el muro analizado*

Story	Pier	Output Case	P	V2	M3	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$
			Tonf	tonf	tonf-m	tonf/m2	tonf/m2
Story1	P1	0.9D+Ex+0.3Ey	12,1947	9,963	7,8655	116,715	-22,909
Story1	P1	0.9D+Ex+0.3Ey	22,0441	-8,1844	-7,6684	16,722	152,848
Story1	P1	0.9D+Ey+0.3Ex	<b>8,6417</b>	<b>19,9884</b>	<b>16,9727</b>	183,883	<b>-117,408</b>
Story1	P1	0.9D+Ey+0.3Ex	25,597	-18,2099	-16,7755	-50,445	247,345
Story1	P1	0.9D-Ex-0.3Ey	12,1947	9,963	7,8655	116,715	-22,909
Story1	P1	0.9D-Ex-0.3Ey	22,0441	-8,1844	-7,6684	16,722	152,848
Story1	P1	1.2D+1.6L	27,1457	1,575	0,0958	106,107	103,556
Story1	P1	1.2D+L+Ex+0.3Ey	20,6011	10,5027	7,8761	149,141	9,329
Story1	P1	1.2D+L+Ex+0.3Ey	30,4505	-7,6447	-7,6578	49,149	185,086
Story1	P1	1.2D+L+Ey+0.3Ex	<b>17,0481</b>	<b>20,5282</b>	<b>16,9833</b>	<b>216,309</b>	-85,170
Story1	P1	1.2D+L+Ey+0.3Ex	34,0034	-17,6702	-16,7649	-18,019	279,583
Story1	P1	1.2D+L-Ex-0.3Ey	20,6011	10,5027	7,8761	149,141	9,329
Story1	P1	1.2D+L-Ex-0.3Ey	30,4505	-7,6447	-7,6578	49,149	185,086
Story1	P1	1.4D	26,6302	1,3833	0,1533	103,784	101,063

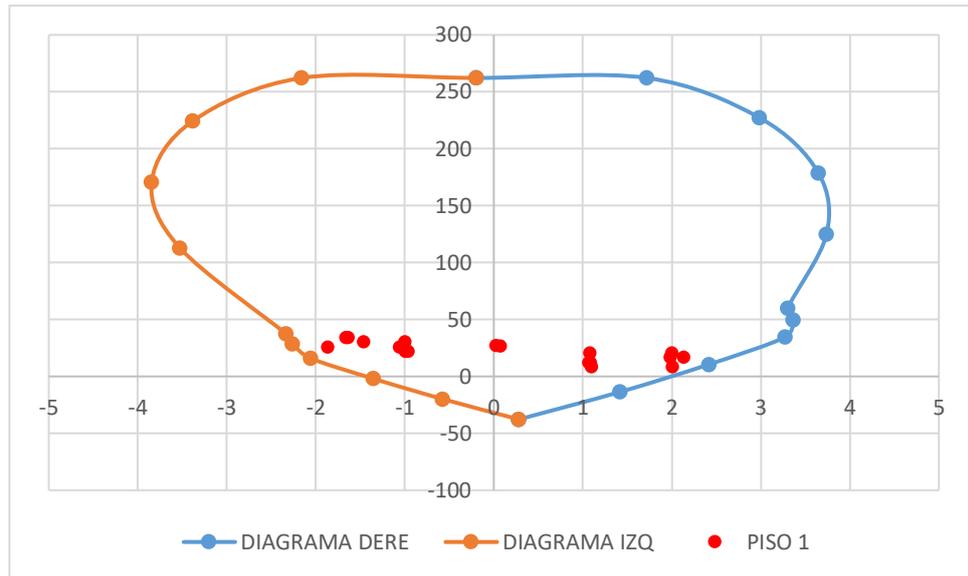
$$M_u = 16,9833ton - m$$

$$P_u = 17,048ton$$

$$V_u = 20,528ton$$

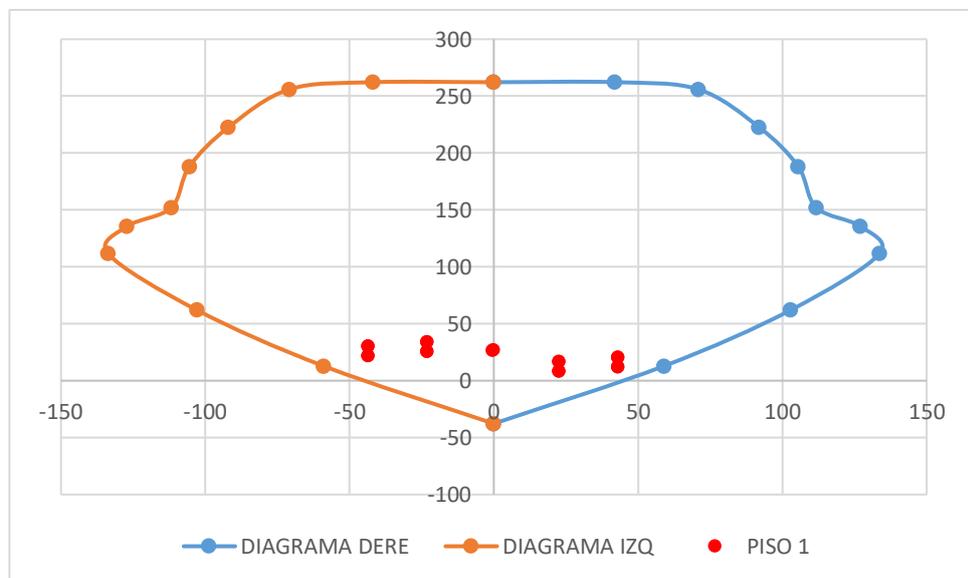
Para el análisis por flexo-compresión se utilizan los diagramas de interacción.

**Figura 94***Diagrama de interacción del eje x*



**Figura 95**

*Diagrama de interacción del eje Y*



Como se observa en los gráficos anteriores el muro del piso 1 que se está analizando se encuentra dentro del diagrama de interacción tanto en sentido x y y, lo cual indica la gran capacidad del muro ante las fuerzas que actúan sobre él. Por lo que las secciones establecidas para este muro se toman como adecuadas.

#### 4.11.2 Análisis de confinamiento del muro

Con los valores anteriores se procede a realizar el análisis estructural, primero se debe verificar el confinamiento en los extremos del muro. Para lo que se debe calcular el esfuerzo máximo del muro de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P_u}{A_{cv}} + \frac{M_u * c}{I}$$

$$\sigma = \frac{17,048ton}{2,08m^2} + \frac{16,9833ton - m * 1,30m}{0,146m^4}$$

$$\sigma = 216,3085 ton/m^2$$

Se debe verificar que  $\sigma < 0,2 * f_c$

$$\sigma < 0,2 * 210kg/cm^2$$

$$\sigma < 42 kg/cm^2$$

$$216,3085ton/m^2 < 420ton/m^2$$

La relación establecida cumple por lo que se toma el espesor del muro como adecuado y no se necesitan elementos de confinamiento debido a que los esfuerzos de compresión que está soportando son bajos.

#### 4.11.3 Verificación de las capas de refuerzo

Se deben establecer dos capas de refuerzo cuando se cumpla la siguiente expresión:

$$V_u > 0.53 * A_{cv} * \lambda * \sqrt{f'_c}$$

$$V_u > 0.53 * 2600cm^2 * 1 * \sqrt{210kg/cm^2}$$

$$20,528ton > 153608,594kg$$

$$20528,2kg > 153608,594kg$$

Como el  $V_u$  que se obtuvo de acuerdo al análisis estructural no supera la relación, entonces no son necesarias dos capas.

#### 4.11.4 Verificación a cortante

Cálculo del  $V_{umax}$

$$V_{umax} = 0.60 * 21.2 * A_{cv}$$

$$V_{umax} = 0.60 * 21.2 * 2600 \text{ cm}^2$$

$$V_{umax} = 33072$$

$$V_{umax} > V_u$$

$$33072 > 20528,2$$

La capacidad nominal a cortante  $V_n$  de muros estructurales se debe calcular como:

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv}$$

$$\alpha_c = 0.25 \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$$

$$\frac{2,50}{2,60} \leq 1.5$$

$$0.96 \leq 1.5$$

$$A_{cv} = t_w l_w$$

$$A_{cv} = 10 \text{ cm} * 260 \text{ cm}$$

$$A_{cv} = 2600 \text{ cm}^2$$

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv}$$

$$V_n = \left( 0.25 * 1 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} + 0,0025 * 4200 \text{ kg/cm}^2 \right) 2600 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 36719,3948 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = (0,75) * 36719,3948 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 27539,5461 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$27539,5461 \text{ kg} \geq 20528,2 \text{ kg} \text{ CUMPLE}$$

**Refuerzo longitudinal y transversal del muro.**

$$\rho_t = 0.0025$$

$$\rho_l \geq 0.0025 + 0,5 * \left(2,5 - \frac{h_w}{l_w}\right) (\rho_t - 0,0025)$$

$$\rho_l = 0.0025$$

El área del acero por cada metro de muro va a ser igual a

$$= \rho_t * A_{cv}$$

$$A_{cv} = 100cm * 10cm = 1000cm^2/m$$

$$A_s = 0,0025 * 1000cm^2/m$$

$$A_s = 2,5cm^2/m$$

Si se utiliza la malla de 10 mm cumple con el área de acero que solicita.

$$A_s = 0,71cm^2$$

$$s = \frac{0,71cm^2}{2,5cm^2/m} = 0.284m = 28.4cm$$

**Espaciamiento máximo del refuerzo longitudinal**

$$3h = 3 * 10cm = 30cm$$

$$o \quad 45cm$$

Se escoge el menor de los dos 30cm

Cuando se requiere refuerzo por cortante el espaciamento no debe exceder  $\frac{l_w}{3}$

$$\frac{260}{3} = 86.66cm$$

$$30cm < 86.66cm \quad \text{CUMPLE}$$

**Espaciamiento máximo del refuerzo transversal**

$$3h = 3 * 10cm = 30cm$$

$$o \quad 45cm$$

Se escoge el menor de los dos 30cm

Cuando se requiere refuerzo por cortante el espaciamiento no debe exceder  $\frac{l_w}{3}$

$$\frac{260}{5} = 52cm$$

$$30cm < 52cm \text{ CUMPLE}$$

Se escoge malla electro soldada de 10mm@15cm, ya que cumple con el área de acero y los espaciamientos máximos según la norma.

#### 4.11.5 Efecto de esbeltez del muro

Para el cálculo de esbeltez del muro tomamos como referencia las ecuaciones de la norma ecuatoriana de la construcción, que están especificadas para muros con y sin arriostramiento.

$$e' = \frac{M_u}{P_u} + \frac{t}{25}$$

$$e' = \frac{16,9833ton - m}{17,048ton} + \frac{0.1m}{25}$$

$$e' = 0.996 + \frac{0.1}{25}$$

$$e' = 1$$

Muros arriostrados

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{KH}{30t}\right)^2\right] \left(1 - \frac{H}{L'}\right) + \frac{H}{L'} \leq 0.9$$

$$F_E = \left(1 - \frac{2(1)}{0.1}\right) \left[1 - \left(\frac{0.8(2.50)}{30(0.1)}\right)^2\right] \left(1 - \frac{2.50}{2.6}\right) + \frac{2.5}{2.6} \leq 0.9$$

$$F_E = 0.555 \leq 0.9$$

Como el valor obtenido es menor que 0.9 se debe afectar la carga axial  $P_u$  del muro analizado, quedando de la siguiente manera:

<b>Esfuerzo máx.</b>		
<b><math>P_u/F_E</math></b>	30,717	<b>ton</b>
<b><math>M_u</math></b>	16,9833	<b>ton-m</b>

Esfuerzo min.		
<b>Pu/F<sub>E</sub></b>	15,570	<b>ton</b>
<b>Mu</b>	16,97	<b>ton-m</b>

#### 4.11.6 Refuerzo alrededor de aberturas

El ACI-318 (2019) en el capítulo 11 nos expresa que adicional al refuerzo mínimo que se calculó anteriormente, aquellos muros que tengan puertas y ventanas deben tener refuerzo alrededor de estas aberturas, es por ello que nos recomienda que se deben colocar por lo menos 1 barras No. 16 en ambas direcciones en aquellos muros que se tenga solo una capa de refuerzo.

#### 4.12 Diseño de losa

##### Carga muerta

$$CM = 0.1 \text{ton}/\text{m}^2$$

$$PP = 0.24 \text{ton}/\text{m}^2$$

##### Carga viva

$$CV = 0.20 \text{ton}/\text{m}^2$$

$$q_u = 1,2D + 1,6L$$

$$q_u = 1,2(0.34 \text{ ton}/\text{m}^2) + 1,6(0.2 \text{ ton}/\text{m}^2)$$

$$q_u = 0.728 \text{ton}/\text{m}^2$$

#### Figura 96

Sección de losa analizada



$$\beta = \frac{L_{largo}}{L_{corto}} \quad \beta = \frac{3.40}{3.25} \quad \beta = 1.046 \approx 1$$

Para la verificación de momentos y cortante de la losa maciza se utilizó el método de los coeficientes, en la tabla 78 se muestran los coeficientes de momentos positivos y negativos para el cálculo de la losa macizas bidireccionales según en ACI-318

**Tabla 78**

*Coefficientes de momentos en losas macizas bidireccionales*

Coeficientes para momentos en losas bidireccionales con vigas, método ACI II							
Momentos=coef*w <sub>s</sub> *S <sub>z</sub>	Claro Corto						Claro Largo
	Valores de m						
Caso 1 – Tableros interiores	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	
M (-) en							
Borde continuo	0.033	0.040	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
Borde discontinuo							
M (+) a medio claro	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
Caso 2 – Un borde discontinuo							
M (-) en							
Borde continuo	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
Borde discontinuo	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
M (+) a medio claro	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
Caso 3 – Dos bordes discontinuos							
M (-) en							
Borde continuo	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.090	0.049
Borde discontinuo	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
M (+) a medio claro	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
Caso 4 – Tres bordes discontinuos							
M (-) en							
Borde continuo	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
Borde discontinuo	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
M (+) a medio claro	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
Caso 5 – Cuatro bordes discontinuos							
M (-) en							
Borde continuo							
Borde discontinuo	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
M (+) a medio claro	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.083	0.050

Nota: Obtenido de Aguirre Almache y Zúñiga Chimbo (2019)

Con el valor obtenido de la relación de luces escogemos los valores del caso 2 de la tabla para el cálculo debido a que tenemos un borde discontinuo.

Para el claro corto

$$C_{bc} = 0.041$$

$$C_{bd} = 0.021$$

$$C_{(M^+)} = 0.031$$

Los momentos en la dirección mayor y menor se calculan de acuerdo a la siguiente expresión:

$$M = Cq_u l_s^2$$

$$M_{bc} = 0.041 * 0.728 \text{ton/m}^2 * (3,25\text{m})^2$$

$$M_{bc} = 0.315 \text{ton} - m$$

$$M_{bd} = 0.021 * 0.728 \text{ton/m}^2 * (3,25\text{m})^2$$

$$M_{bd} = 0.161 \text{ton} - m$$

$$M_C = 0.031 * 0.728 \text{ton/m}^2 * (3,25\text{m})^2$$

$$M_C = 0.238 \text{ton} - m$$

Para el claro corto

$$C_{bc} = 0.041$$

$$C_{bd} = 0.021$$

$$C_{(M^+)} = 0.031$$

Los momentos en la dirección mayor y menor se calculan de acuerdo a la siguiente expresión:

$$M = Cq_u l_s^2$$

$$M_{bc} = 0.041 * 0.728 \text{ton/m}^2 * (3,25\text{m})^2$$

$$M_{bc} = 0.315 \text{ton} - m$$

$$M_{bd} = 0.021 * 0.728 \text{ton/m}^2 * (3,25\text{m})^2$$

$$M_{bd} = 0.161 \text{ton} - m$$

$$M_C = 0.031 * 0.728 \text{ton/m}^2 * (3,25\text{m})^2$$

$$M_C = 0.238 \text{ton} - m$$

Con estos momentos se calcula el acero requerido, los valores que se obtuvieron son por metro y el espaciamiento máximo es de 30cm debido a que cumple con el requerido por la norma.

La cuantía de refuerzo mínima de acuerdo a la norma es

$$\rho = 0,0018 * \frac{420}{f_y}$$

$$\rho = 0,0018 * \frac{420}{420}$$

$$\rho_{min} = 0,0018$$

Con el valor de la cuantía mínima procedemos a calcular el área de acero

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * h$$

$$A_{smin} = 0.0018 * 100cm * 10cm$$

$$A_{smin} = 1.80 \text{ cm}^2/m$$

Para el análisis del acero mínimo se lo multiplica por el espaciamiento asumido.

$$A_{smin} = 0.0018 * s * h$$

$$A_{smin} = 0.0018 * 30cm * 10cm$$

$$A_{smin} = 0.54cm^2$$

Cálculo del área de acero

$$k = \frac{M_u * 100000}{0.9 * b * dex^2 * f_c}$$

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18}$$

$$\rho = w \frac{f_c}{f_y}$$

$$A_s = \rho * b * h$$

Lado corto

$$k = \frac{0.315 * 100000}{0.9 * 100cm * (6cm)^2 * 210kg/cm^2}$$

$$k = 0.0462$$

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36 * 0.0462}}{1.18}$$

$$w = 0.0475$$

$$\rho = 0.0475 * \frac{210kg/cm^2}{4200kg/cm^2}$$

$$\rho = 0.00237$$

$$A_s = 0.00237 * 100 * 10$$

$$A_s = 2,37 \text{ cm}^2/m$$

Con los datos obtenidos se puede escoger una malla de 8mm@20cm para los dos sentidos ya que se obtuvieron los mismos resultados de momentos.

$$s = \frac{0.50cm^2}{2.40cm^2/m}$$

$$s = 0.20m = 20cm$$

#### 4.12.1 Chequeo a flexión

$$M_u = 0.315ton - m$$

$$R_u = 3.89MPa = 39,67kg/cm^2$$

$$M_n = b * d^2 * R_u$$

$$M_n = 100cm * 6 \text{ cm}^2 * 39,67kg/cm^2$$

$$M_n = 142812kg - cm = 1,428ton - m$$

$$\phi M_n = 0.9 * 1,428ton - m$$

$$\phi M_n = 1.28ton - m$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$1.28ton - m > 0.315ton - m \text{ **CUMPLE**}$$

**4.12.2 Chequeo por cortante**

$$V_u = 1.15 \frac{w_u l_n}{2}$$

$$V_u = 1.15 \frac{0.728 \text{ton/m} * 3.40 \text{m}}{2}$$

$$V_u = 1.42 \text{ton}$$

$$V_c = (0.53 \sqrt{f_c} * b * d)$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{210 \text{kg/cm}^2} * 100 \text{cm} * 6 \text{cm}$$

$$V_c = 4608.25 \text{ kg} = 4,60 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 4,60 \text{ton}$$

$$\phi V_c = 3,456 \text{ton}$$

$$\phi V_c > V_u$$

$$3,456 \text{ton} > 1.42 \text{ton} \quad \text{CUMPLE}$$

## Capítulo V

### Presupuesto Y Análisis De Precios Unitarios

El presupuesto es el estudio económico, el cual estima el precio de la construcción, estos se detallarán mediante un análisis de precios unitarios.

Para este proyecto se calculó el costo de cada sistema estructural y posteriormente realizar la comparación respectiva.

#### 5.1 Presupuesto del Sistema Aporticado

**Tabla 79**

*Presupuesto Estructural para la vivienda con Sistema Aporticado*

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UN	CANT.	PRECIO UNIT	PRECIO TOTAL
<b>PRELIMINARES</b>					
1	Limpieza y Desbroce	M2	48.60	1.08	52.49
2	Trazado y Replanteo	M2	48.60	0.89	43.25
<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>					
3	Excavación a maquina	M3	48.60	4.71	228.906
4	Relleno hidratado y compactado	M3	72.90	16.56	1207.22
<b>CIMENTOS</b>					
5	Muro de hormigón ciclópeo f'c=180 kg/cm2	M3	7.25	142.29	1030.89
6	Replanteo H.S e=5cms f'c= 140 kg/cm2	M2	0.60	8.01	4.81
7	Hormigón Simple f'c=210kg/cm2 Plintos	M3	2.08	131.50	273.26
8	Hormigón Simple f'c=210kg/cm2 Riostras	M3	1.17	320.00	373.76
9	Hormigón Simple f'c=210kg/cm2 Contrapiso	M2	48.60	14.50	704.90
10	Malla Electrosoldada - Contrapiso	M2	37.02	10.85	401.67
<b>ESTRUCTURA</b>					
11	H. Simple f'c=210kg/cm2 Columnas incluye encofrado	M3	4.58	314.92	1440.76
12	H. Simple f'c=210kg/cm2 Vigas	M3	6.35	314.92	1999.74
13	H. Simple f'c=210kg/cm2 Losa Nervada incluye encofrado	M2	2.74	314.92	862.51
14	Bloque alivianado losa 40x20x15 cm	UN	332	0.94	312.46
15	Malla Electrosoldada – Losa	M2	28.45	10.85	308.68
16	Acero de refuerzo Fy=4200 kg/cm2	KG	2103.73	1.90	3997.09
17	Paredes de bloque de hormigón de 10cms	M2	195.49	15.50	3030.13
18	Enlucido exterior	M2	128.34	9.40	1206.92
19	Enlucido interior	M2	310.24	8.20	2542.61
<b>VALOR TOTAL DEL PROYECTO</b>					<b>20022.05</b>

## 5.2 Presupuesto del Sistema de Muros Portantes

**Tabla 80**

*Presupuesto Estructural para la vivienda con Muros Portantes*

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UN	CANT.	PRECIO UNIT	PRECIO TOTAL
<b>PRELIMINARES</b>					
1	Limpieza y Desbroce	M2	48.60	1.08	52.49
2	Trazado y Replanteo	M2	48.60	0.89	43.25
<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>					
3	Excavación a máquina	M3	14.58	4.71	68.67
4	Relleno hidratado y compactado	M3	24.30	16.56	402.41
<b>CIMENTOS</b>					
5	H. Simple $f_c=210\text{kg/cm}^2$ – Plintos	M3	2.98	131.50	391.55
6	H. Simple $f_c=210\text{kg/cm}^2$ – Riostras	M3	0.07	320.00	23.04
7	H. Simple $f_c=210\text{kg/cm}^2$ – Contrapiso $e=7\text{cm}$	M2	48.60	14.50	704.90
<b>ESTRUCTURA</b>					
7	Encofrado FORSA PLUS - Losa y Muros (Alquiler)	M2	500.50	8.00	4,004.00
8	Muro H.Simple $f_c=210\text{Kg/cm}^2$ $e=10\text{cm}$	M3	22.56	123.42	2,783.74
9	H. Simple $f_c=210\text{kg/cm}^2$ – Losa Maciza	M2	48.60	14.50	704.90
10	Acero de Refuerzo $F_y=4200\text{ kg/cm}^2$	KG	4408.99	1.90	8,377.08
<b>VALOR TOTAL DEL PROYECTO</b>					<b>17556.04</b>

## 5.3 Cronograma Valorado

Luego de haber determinado el Presupuesto de la obra, que para este caso de determinó los rubros estructurales en cada sistema estructural, se procede a realizar el cronograma valorado para constatar el tiempo de ejecución que se llevarán las viviendas de ambos sistemas en construirse estructuralmente. A continuación en la Figura 97 y Figura 98 se encuentra establecido el cronograma por días y en cada día se establece el costo que se necesitará por día o semana, para poder ejecutar la obra, detallando también la inversión en porcentaje parcial y acumulada que alcanza este valor de acuerdo al presupuesto total de la obra.





## Capítulo VI

### Análisis Y Comparación De Resultados

Es de suma importancia realizar un correcto análisis para que de esta manera se pueda elegir un buen diseño estructural adecuado para afianzar la seguridad de los habitantes ante un evento sísmico.

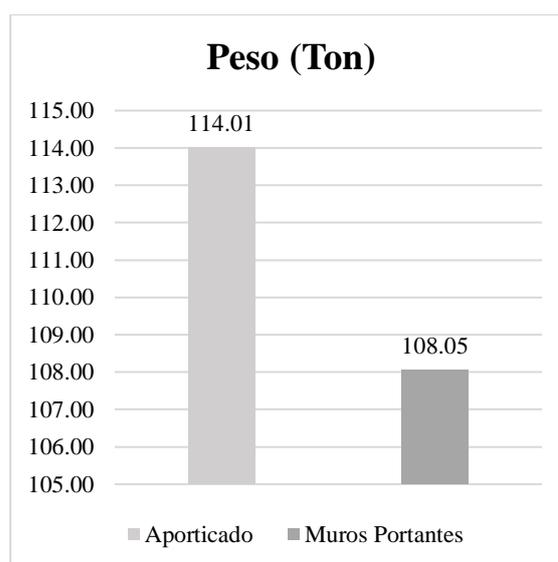
En lo que respecta a un análisis económico es fundamental ya que luego de un presupuesto se obtenga el de la vivienda en base a un análisis de precios unitarios de los rubros que encierran a una construcción, para este caso se analizan los rubros estructurales, mediante el mismo se determina un costo total y así optar por el presupuesto adecuado.

#### 6.1 Estructural

##### 6.1.1 Peso de la estructura

#### Figura 99

*Valores del Peso Total de los dos Sistemas Estructurales*

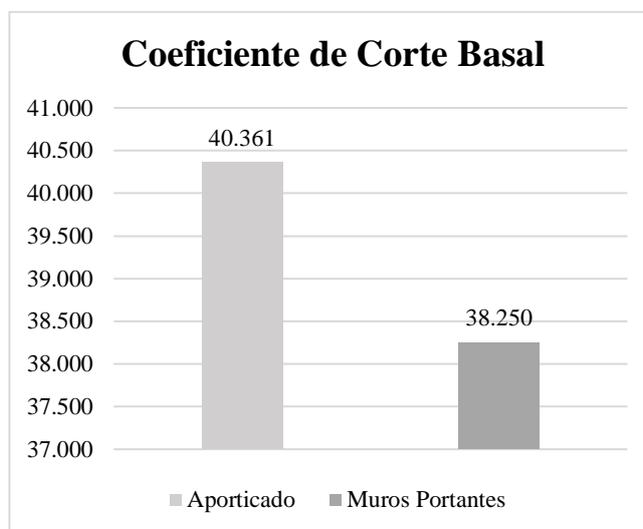


Como se indica en la Figura 99 el sistema de muros portantes es ligeramente menor que el sistema de pórticos.

### 6.1.2 Coeficiente Corte basal

**Figura 100**

*Valores del cortante basal de los dos Sistemas Estructurales*

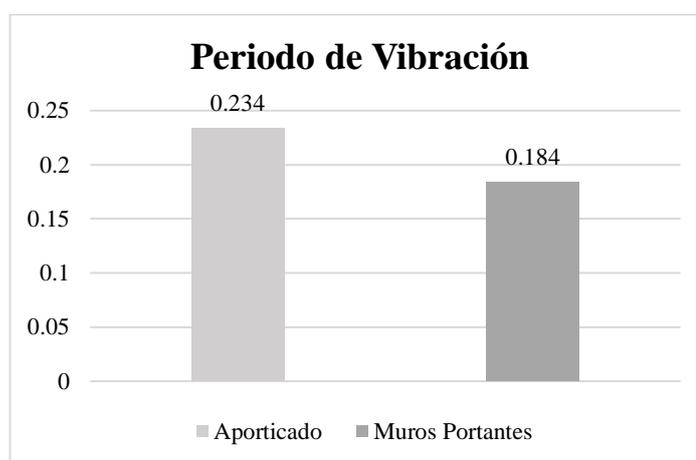


Como se observa en la Figura 100 el cortante basal del sistema de pórticos es mayor que el sistema de muros portantes

### 6.1.3 Periodo de vibración

**Figura 101**

*Valores de Periodo de Vibración de los dos Sistemas Estructurales*



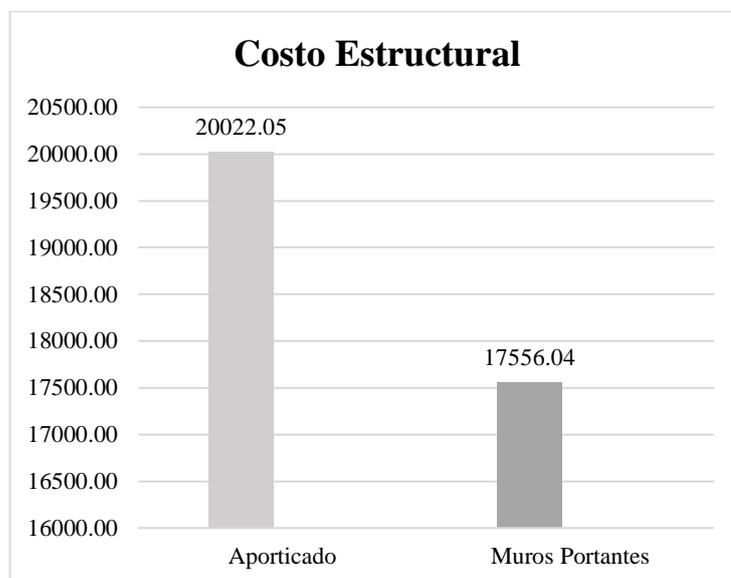
Se aprecia que en la Figura 101 el periodo de vibración del sistema de muros portantes es menor que el sistema de pórticos debido a que su factor  $\alpha$  es 0.75 es decir menor al de los pórticos.

## 6.2 Presupuesto

### 6.2.1 Estructural

**Figura 102**

*Valores de Costo de los dos Sistemas Estructurales para una vivienda*



Luego de haber elaborado el presupuesto para ambos sistemas estructurales en base a sus rubros estructurales con el análisis de precios unitarios se aprecia en la Figura 102 la respectiva comparación.

## 6.3 Comparación

**Figura 103**

*Cuadro del número de viviendas construidas por el lapso de 6 meses*

Mes	Mes 1				Mes 2				Mes 3				Mes 4				Mes 5				Mes 6			
Semanas	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
<b>SISTEMA DE PORTICOS</b>																								
<b>SISTEMA DE MUROS</b>																								

	Total de Viviendas
<b>SISTEMA DE PORTICOS</b>	2
<b>SISTEMA DE MUROS</b>	12

Para esta comparación fue necesario realizar ambas estructuras con las mismas dimensiones, como se observa en la Figura 102 la gran diferencia se da en el análisis de los precios unitarios, debido a que para que en un sistema de pórticos de hormigón

armado las cargas se van a distribuir de la siguiente manera: losa, vigas, pilares y estas a su cimentación que son las zapatas o plintos que por ende requerirán de una adecuada profundidad de acuerdo a la estructura a realizarse. Lo que no pasa con el sistema de muros portantes ya que en este las cargas se transmiten es a los muros que están formados por mallas electrosoldada y de esta manera no se realiza una excavación como en el de los pórticos, solamente una excavación de menor dimensión para zapatas corridas las cuales van a soportar esfuerzos de los muros.

Además este se forma como mencionamos anteriormente con vigas y pilares con su respectiva losa pero va a requerir de tiempo al momento de encofrar y desencofrar la losa ya que para que este se pueda fundir requerirá de que todos sus elementos inferiores como plintos, riostras y en especial las columnas de no ser así no se podrá realizar la fundición de la losa en cambio los muros portantes se obtendrá una fundición monolítica es decir se colocan las formaletas de los muros con su malla respectiva y luego los cajones de la losa para posteriormente llenar con hormigón y de esta manera continuar con el siguiente piso y una gran ventaja que este sistema ofrece es el enlucido de las paredes es que gracias a su encofrado que en su mayor parte es liso y tiene muy pocos resanes solo se deben tapar las marcas que deja la “corbata” que es la platina que da el espesor del muro, prácticamente se obtiene una obra limpia reduciendo los costos al momento de retirar los escombros.

En lo que respecta a la comparación en tiempos de ejecución de los dos sistemas de hormigón armado como se muestra en la Figura 103, se obtuvo que el sistema de pórticos demora 11 semanas en ejecutarse analizando los rubros estructurales de la vivienda y con respecto a los muros portantes este demoraría 2 semanas. Esto es debido a las actividades que se debe de llevar para cada uno de los sistemas, en el primero se deben esperar las fundiciones de las columnas y losas para seguir con las demás

actividades y en el segundo por otro lado se realiza la fundición monolítica. En la Tabla 81 se comparó a partir de cuantas viviendas es factible construir con ambos sistemas, concluyendo que con el primer sistema en 6 meses solo se podrán construir dos viviendas, mientras que con el segundo sistema se podrá construir 12 viviendas.

**Tabla 81**

*Presupuesto de las viviendas construidas en un lapso de 6 meses*

<b>Presup. Plazo 6 meses</b>			
	<b>Presup. por Vivienda</b>	<b>No</b>	<b>Total</b>
<b>Pórticos</b>	20022.05	2	40044.10
<b>Muros Portantes</b>	17556.04	12	210672.48

A continuación, en la Tabla 82 se observa que, en el caso de construir dos viviendas para cada uno de los sistemas estructurales pórticos y muros portantes, el sistema más económico sería el de los muros portantes.

Así mismo en la Tabla 83 se toma como ejemplo la construcción de doce viviendas, sucede el mismo caso resulta un precio más accesible el segundo caso estudiado.

**Tabla 82**

*Presupuesto de dos viviendas construidas*

	<b>Presup. por Vivienda</b>	<b>No</b>	<b>Total</b>
<b>Pórticos</b>	20022.05	2	40044.10
<b>Muros Portantes</b>	17556.04	2	35112.08

**Tabla 83**

*Presupuesto de doce viviendas construidas*

	<b>Presup. por Vivienda</b>	<b>No</b>	<b>Total</b>
<b>Pórticos</b>	20022.05	12	240264.62
<b>Muros Portantes</b>	17556.04	12	210672.48

## Capítulo VII

### Conclusiones y Recomendaciones

#### 7.1 Conclusiones

**Tabla 84**

*Resumen comparativo*

	<b>Sistema de Pórticos</b>	<b>Sistema de Muros Portantes</b>
<b>Desplazamiento en X</b>	0.0184	0.00009
<b>Desplazamiento en Y</b>	0.0207	0.00008
<b>Derivas en X</b>	0.96%	0.003%
<b>Derivas en Y</b>	1.10%	0.005%
<b>Periodo</b>	0.234	0.184
<b>Cortante basal</b>	40.361	38.250
<b>Peso de la estructura</b>	114.014	108.051
<b>Tiempo de construcción</b>	2 meses y 3 semanas	2 semanas
<b>Costo de construcción</b>	\$ 20022.05	\$ 17556.04

En este proyecto se realiza un análisis comparativo del comportamiento de la estructura que comprende el análisis de los precios unitarios de dos construcciones, una con el sistema de pórticos de hormigón armado y otra de muros portantes de hormigón armado, basándose en el diseño de los elementos bajo las normas NEC-15 y ACI-318-19, por lo expuesto en los capítulos anteriores se puede concluir que se ha cumplido con los objetivos propuestos en este trabajo.

Una vez que se realizaron los chequeos de los elementos estructurales que conforman cada uno de los sistemas se pudo verificar que ambos sistemas cumplen con los requisitos de diseño de la norma NEC-15 y ACI-318-19.

De acuerdo a los desplazamientos obtenidos a partir del programa Etabs los dos sistemas estructurales analizados se encuentran dentro del rango elástico, en el sistema de pórticos de hormigón armado para el sentido x se tiene un 0.0184 y en el

eje y se obtuvo 0.0207, la variación de desplazamiento entre los dos sentidos es mínima debido a que las columnas fueron diseñadas de manera adecuada mientras que los desplazamientos en el sistema de muros portantes para el eje x fue de 0.00009 y en el eje y 0.00008, lo que garantiza un diseño sismoresistente adecuado, se puede concluir que los desplazamientos son mínimos en ambas estructuras y cumplen con la NEC-15.

Ambos sistemas tienen una adecuada rigidez lateral, debido a que los valores de derivas obtenidos son menores, pero cumplen con las derivas máximas admisibles que se establecen en la NEC-15 para estructuras de hormigón armado menor al 2%. El sistema de pórticos de hormigón presentó mayores derivas con un 0.96% y 1.10% en dirección X y dirección Y, mientras que para el sistema de muros en las mismas direcciones se obtuvo una deriva de 0.003% y 0.005% respectivamente, esto se debe a que la vivienda aporricada requiere de elementos de secciones grandes como lo son las columnas, vigas y losas para resistir las sollicitaciones del sismo en ambas direcciones y que sus derivas no lleguen a pasar el 1%, en cambio para el otro sistema analizado esto se cumple con gran satisfacción gracias a la rigidez de los muros.

El periodo de vibración que muestran ambos sistemas cumplen con las normativas, el cambio se muestra en el factor  $\alpha$  que está determinado por el tipo de estructura en el caso de los muros portantes este es 0.75. Dando así el sistema de pórticos un periodo de 0.234 mientras que el de muros portantes tiene un periodo de 0.184, valor que es menor que el de los pórticos, por lo tanto, el primer sistema por ser una estructura que no presenta mucha rigidez va a tender a oscilar lentamente con un periodo de vibración más largo, en cambio el segundo sistema de muros portantes por presentar una configuración rígida va a oscilar rápidamente con un periodo de vibración corto, por lo que este factor es importante para el cálculo del cortante basal de ambas estructuras.

El sistema de muros portantes de hormigón armado fue diseñado con un cortante basal de 38.250 Ton y para el de pórticos de hormigón armado se obtuvo el valor de 40.361 ton, en la comparación de pesos totales de cada estructura se determinó que el sistema de pórticos resulta más pesado ligeramente con 114.014 Ton, en comparación con el de muros portantes que se obtuvo un peso de 108.051 Ton.

En el diseño por flexo-compresión del muro P1 analizado se observó que este cumple con las solicitaciones de resistencia nominal mayor que resistencia última y con las solicitaciones de carga axial de acuerdo al diagrama de interacción en el que se mostró que los valores obtenidos para este muro están dentro del diagrama y con ello se comprobó que el espesor del muro es el adecuado para resistir las cargas que actuaran sobre él.

En el sistema de pórticos de hormigón armado se utilizó una losa aligerada en una dirección de 20cm de espesor con bloques de alivianamiento de 40cm y nervios de 10cm, ya que se comprobó que cumplen con los requerimientos de momentos y de cortante. En cambio, para el sistema de muros portantes se diseñó una losa maciza en dos direcciones con 10cm de espesor y como refuerzo una malla electrosoldada de 8mm@20cm que está anclado monolíticamente a las paredes portantes lo que le permite tener una mejor respuesta sísmica.

Acotamos que, al realizarse la comparación para el volumen de hormigón a utilizar en la obra, el sistema de pórticos requiere mayor cantidad de hormigón debido a que en este sistema será necesario enlucir las paredes para tener un acabado con una capa lisa y uniforme, mientras que el sistema portante requiere un 93% menos ya que debido a su encofrado solo será necesario darles muy pocos acabados en las corbatas que son los puntos que da el espesor del muro. En cambio, para el material del acero de refuerzo se obtiene que el sistema de muros portantes requirió de mayor cantidad

de este material debido a que todas sus paredes estarán conformadas de gran cantidad de acero con malla electrosoldada, y el sistema aperticado usará aproximadamente un 48%.

La vivienda de 2 plantas de pórticos de hormigón armado consta de 19 rubros estructurales que permiten obtener un valor de 20022.05 dólares, mientras que para los muros portantes de hormigón armado se tiene 11 rubros en el que se incluyen las formaletas que son necesarias en este sistema para las paredes portantes y losas que es lo que eleva el costo a un 17556.04 dólares. Lo que nos permite concluir que el sistema de muros portantes es más económico.

Se concluye que para el sistema de muros portantes se obtiene ventajas de construir a gran escala, esto debido a cuando se va a fundir la vivienda después de 24 horas se podrá desencofrar y utilizar formaletas para fundir la siguiente vivienda. Es beneficioso el sistema de muros portantes porque en seis meses se habrá realizado la construcción de las 12 viviendas de muros portantes.

Al emplear el sistema de muros portantes en aspectos estructurales y económico será mucho mejor ya que se tendrá una buena respuesta sísmica, también un menor costo de la obra y se reduciría mucho tiempo, dando así la oportunidad de construir con mucha más rapidez además de tener una obra limpia ya que se reduce el retiro de escombros y una gran ventaja es el excelente acabado que se tiene en este sistema, además de una fundición monolítica ya que esta se la realiza en un solo proceso. Entre las desventajas que se presentan está no poder hacer modificaciones dentro de la vivienda ya que una vez fundidas las paredes no se podrá realizar perforaciones en ella porque perdería rigidez.

Para el sistema de pórticos de hormigón armado se presentan ventajas en la parte arquitectónica de la vivienda ya que las modificaciones si son permitidas y se

puede tener mayor número de pisos, entre las desventajas se puede destacar el mayor tiempo en ejecución que conlleva construir con el sistema de pórticos.

## **7.2 Recomendaciones**

Los muros portantes de hormigón armado deben ser diseñados de manera correcta tomando en consideración las configuraciones estructurales e irregularidades que presenta la norma NEC-15, para que se determine un correcto funcionamiento al momento de evaluar la respuesta sísmica de la estructura.

Se recomienda seguir los parámetros de diseño de elementos estructurales y de requisitos mínimos de resistencia establecidos en la norma ACI-318, que van a permitir realizar un buen análisis de precios de los elementos que fueron diseñados de manera correcta.

Los rubros analizados tienen relación con la parte estructural de la vivienda por lo que se pone en consideración analizar los demás rubros que permitan determinar el tiempo de ejecución en obra y establecer que a largo plazo el sistema de muros portantes es más beneficioso porque el encofrado que se utiliza para una sola vivienda de muros portantes será utilizado para la construcción de las siguientes viviendas.

Se debe abrir campo a los nuevos sistemas de construcción siempre y cuando se cumpla con los requisitos de seguridad estructural que son basados en los análisis de elementos estructurales, por lo que se debe tener conocimiento actualizado de los costos de los materiales.

## REFERENCIAS

- Acebo Castro, C. A. (2016). *Análisis De Muros Portantes De Hormigón Armado Según La Norma Ecuatoriana De Construcción (NEC), Como Un Sistema De Estructura Alternativo De Implementación En Proyectos De Viviendas Masivas*. Universidad de Guayaquil: Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas ...,
- ACI-318. (2019). Requisitos del Reglamento para Concreto Estructural. 688.
- Aguirre Almache, R. C., & Zúñiga Chimbo, A. V. (2019). *Análisis comparativo de los sistemas constructivos–aporticado y manoportable empleados en la construcción de conjuntos habitacionales*. Quito: UCE,
- Alvear Sanailan, J. A., & Ruales Silvers, J. L. (2014). *Diseño por desempeño en edificios de hormigón armado, de acero estructural, y mixtos*. PUCE,
- Andrade, P., & Leonardo, W. (2013). *Diseño automatizado de conexiones Viga-Columna y Losa-Columna monolíticas para estructuras de hormigón armado aporticadas, fundidas en sitio*. Quito: USFQ, 2013,
- Aquino Nicolas, D. (2019). Estrategias de rehabilitación para sistemas estructurales de ductilidad limitada con muros estructurales portantes, en viviendas de hasta dos pisos.
- Barragán, A., & Cevallos, J. (2016). *Análisis Comparativo Entre un Edificio Con Pórticos Resistentes a Momentos Con la Inclusión de Amortiguadores de Masa Sintonizada y un Edificio Con Sistema Dual de Muros de Corte*. Espol,
- Barros Bastidas, L. M., & Peñafiel Plazarte, M. J. (2015). *Análisis comparativo económico–estructural entre un sistema aporticado, un sistema aporticado con muros estructurales y un sistema de paredes portantes, en un edificio de 10 pisos*. Quito, 2015.,

- Cabrera, C. J. C. (2015). Estudio Comparativo de cuatro sistemas constructivos en la ciudad de Cuenca, aplicacion a una vivienda de dos pisos., *Primera Edicion*, 218.
- Caguete Paredes, L. F. (2013). *Calcular y diseñar la solución estructural de una "Casa Tipo" planteada para el sistema constructivo de paredes portantes*. Quito/UIDE/2013,
- Callejas Montero, F. M. (2018). *Análisis comparativo de costos y tiempo para la construcción de un bloque de casas de vivienda social utilizando el método de construcción tradicional y el método de mampostería estructural, caso de estudio Conjunto habitacional Mirador de Santa Rosa*. PUCE-Quito,
- Campaña Guarderas, J. A. (2015). *Análisis comparativo de los sistemas estructurales: aporticado y muros portantes, edificio de 10 pisos en Quito*. Quito: UCE,
- Caraguay Salinas, M. P. (2018). Análisis de respuesta sísmica de viviendas de dos pisos, con sistema estructural de pórticos resistentes a momentos versus muros portantes.
- Carphio Martínez, E. G., & Estrada Aguayo, P. A. (2017). *Análisis comparativo técnico-económico entre el sistema de acero estructural y hormigón armado. caso de estudio: proyecto inmobiliario " Ukumary"*. PUCE,
- Carrillo, J., & Alcocer, S. J. I., investigación y tecnología. (2012). Revisión de criterios de sostenibilidad en muros de concreto para viviendas sismorresistentes. *13*(4), 479-487.
- Carrillo, J., Barrera-Peñaloza, A. P., & Acosta, D. A. J. I. y. c. (2014). Evaluación del desempeño a tensión por compresión diametral del concreto reforzado con fibras de acero ZP-306. *16*(1), 261-272.

- Cedeño, G. (2015). *ANÁLISIS COMPARATIVO DE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS APLICADOS EN VIVIENDAS DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL*.
- Chasi Benavides, L. J. (2016). *Análisis comparativo de un sistema aporticado y un sistema de muros de ductilidad limitada y su incidencia en el costo beneficio*. Universidad Técnica de Ambato. Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica ...,
- Chillagana Anaguano, J. V. (2013). *Sistemas constructivos de muros de ductilidad limitada aplicados en viviendas de Quito bajo el Reglamento del ACI 318S-08 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción*.
- Chuchuca Chuchuca, V. A. (2016). *Sistema constructivo alternativo con el uso de formaletas metálicas en viviendas sociales de la Urbanización Ciudad Palmera del Cantón Machala*. Machala,
- Correa Vallejo, M. B., & Machado Salazar, L. A. (2012). *Análisis comparativo económico estructural entre sistemas constructivos tradicionales y un sistema alternativo liviano*. QUITO/EPN/2012,
- Flores Constante, J. D., & Reyes Vera, F. W. (2020). *Diseño de un sistema estructural para vivienda de interés social usando la metodología de paredes portantes con mortero celular*. La Libertad: Universidad Estatal Península de Santa Elena, 2020.,
- Freire Veloz, J. A., & Saltos Pacheco, J. A. (2015). *Análisis Comparativo de Sistemas Constructivos: Tradicional y Sistema de Muros Portantes, para un Proyecto de Condominios de Interés Social en la Ciudad de Durán*. Espol,
- García García, A. P., & Chóez Franco, J. F. (2019). *Estudio comparativo de los diseños sísmicos, de una estructura de pórticos dúctiles resistentes a flexión de hormigón armado, usando las especificaciones NEC-2015, ASCE 7-16 de la asociación Estadounidense de Ingenieros Civiles; ACI 318-14 del Instituto*

- Estadounidense del hormigón armado*. La Libertad: Universidad Estatal Península de Santa Elena, 2019.,
- Gomez Cardenas, W. E. (2017). Analisis comparativo de respuesta sismica de vivienda de dos pisos de porticos resistentes a momentos versus de muro portante.
- González Cuevas, O. M., & Robles Fernández Villegas, F. (2002). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*: Limusa-Noriega.
- Jaramillo Barriga, D. E. (2009). *Análisis comparativo entre sistema aporticado y sistema de paredes portantes de hormigón*. QUITO/EPN/2009,
- Lasso Martínez, L. F., & Pillajo Tello, L. S. (2020). *Influencia del factor de reducción de resistencia sísmica (R) en edificaciones, utilizando los sistemas constructivos: Dual losas postensadas-muros y tradicional*.
- Londoño Mendez, A. F. (2019). Estudio y análisis comparativo entre el método aporticado y mampostería estructural, realizado en la construcción de casas de uno y dos pisos, establecido en la empresa Panorama Grupo Constructor SAS.
- Maldonado Cueva, N. P., & Terán Díaz, P. A. (2014). *Análisis comparativo entre sistema de pórticos y sistema de paredes portantes de hornigón (M2) para un edificio de vivienda de 6 pisos*. Quito, 2014.,
- Marshall, W. y. N., H. (1995). Estructuras.
- Medina Yaguana, B. P. (2016). *Comparar El Diseño Estructural De Viviendas Modelo Entre Las Urbanizaciones Ciudad Palmera Y Ciudad Verde De La Ciudad De Machala*. Machala,
- NEC-SE-CG. (2015). CARGAS (NO SISMICAS). 1, 44.
- NEC-SE-DS. (2015). PELIGRO SISMICO DISEÑO SISMORRESISTENTE. 93.
- NEC-SE-VIVIENDA. (2015a). DISEÑO DE MUROS PORTANTES 40.
- NEC-SE-VIVIENDA. (2015b). *Vivienda de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m*.

- Ortiz Naveda, E. L. (2012). *Diseño estructural sismo-resistente de los edificios de departamentos de hormigón armado "Limburg Platz" de la ciudad de Quito, para garantizar la seguridad de los ocupantes.*
- Parrales Clavijo, J. M., & Prehn Garcés, C. (2014). *Diseño de estructuras para viviendas de hasta dos pisos aplicando la norma NEC-11 y la norma ASCE 7 en la ciudad de Quito.* PUCE,
- Pazmiño Lescano, T. V. (2018). *Estudio comparativo de la productividad de construcción de viviendas, utilizando el sistema tradicional y el sistema de muros portantes de hormigón armado.* PUCE-Quito,
- SOJOS, J. D. A. (2015). *ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS ESTRUCTURALES SISMO RESISTENTES PARA EDIFICIOS UTILIZANDO SISTEMAS COMBINADOS CON PÓRTICOS, MUROS O DIAGONALES EN HORMIGÓN Y ACERO.* UNIVERSIDAD DE CUENCA,
- Torres Beltrán, H. A. (2013). *Análisis comparativo para vivienda unifamiliar en la ciudad de Quito, de sistemas constructivos: pórticos de hormigón armado, paredes portantes y emmedue.* Quito/UIDE/2013,
- Villa Ramos, X. M., & Sagñay Novay, A. L. (2014). *Evaluación y propuesta de diseño sismo-resistente para viviendas construidas con materiales no tradicionales (Hormi-2) en la ciudad de Riobamba.* Riobamba: Universidad Nacional de Chimborazo, 2014,
- Zambrano Pico, L. L. (2017). *Análisis Comparativo de Construcción de la Vivienda "Triana3" con el Sistema de Muros Portantes VS Tradicional.* Universidad de Guayaquil. Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas ...,

## ANEXOS

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.00 UNIDAD: M2

DETALLE: LIMPIEZA Y DESBROCE

## EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O Retroexcavadora	1.000	35.0000	35.0000	0.0200	0.0077 0.7000
SUBTOTAL M =					0.7077

## MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	ORNAL /H B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (estr.ocp. E2)	1.000	3.6300	3.6300	0.0200	0.0726
Maestro (estr.ocp. C1)	1.000	4.0800	4.0800	0.0200	0.0816
SUBTOTAL N =					0.1542

## MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL O =				0.0000

## TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P =				0.0000

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)			0.8619
INDIRECTOS Y UTILIDAD 25.00%			0.2155
OTROS INDIRECTOS ..... %			
COSTO TOTAL DEL RUBRO			1.0774
<b>VALOR OFERTADC</b>			<b>\$ 1.08</b>

La Libertad, Marzo 2021

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

RUBRO: 2.00 UNIDAD: M2

DETALLE: TRAZADO Y REPLANTEO

**EQUIPOS**

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O Equipo topografico	1.000	3.0000	3.0000	0.0400	0.0236 0.1200
SUBTOTAL M =					0.1436

**MANO DE OBRA**

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD	ORNAL /H B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (estr.ocp. E2)	1.000	3.6300	3.6300	0.0400	0.1452
Maestro (estr.ocp. C1)	1.000	4.0800	4.0800	0.0040	0.0163
Topografo	1.000	4.0800	4.0800	0.0400	0.1632
Cadenero	1.000	3.6800	3.6800	0.0400	0.1472
SUBTOTAL N =					0.4719

**MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Tablas de Encofrado semidura	u	0.007	4.0000	0.0267
Cuarton semiduras	u	0.017	3.0000	0.0500
Pintura de caucho	gln	0.001	16.0000	0.0160
Clavo 2"x 8	Lb	0.002	0.9000	0.0018
Cementina (25kg)	sc	0.0001	2.0000	0.0001
SUBTOTAL O =				0.0946

**TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P =				0.0000

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		0.7101
INDIRECTOS Y UTILIDAD	25.00%	0.1775
OTROS INDIRECTOS .... %		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		0.8876
<b>VALOR OFERTADC</b>	<b>S</b>	<b>0.89</b>

La Libertad, Marzo 2021

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

RUBRO: 3.00 UNIDAD: M3

DETALLE: EXCAVACIÓN A MAQUINA

**EQUIPOS**

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O Retroexcavadora	1.000	35.0000	35.0000	0.1000	0.0202 3.5000
SUBTOTAL M =					3.5202

**MANO DE OBRA**

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	ORNAL /H B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (estr.ocp. E2)	1.000	3.6300	3.6300	0.1000	0.3630
Maestro (estr.ocp. C1)	1.000	4.0800	4.0800	0.0100	0.0408
SUBTOTAL N =					0.4038

**MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL O =				0.0000

**TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P =				0.0000

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)			3.9240
INDIRECTOS Y UTILIDAD 20.00%			0.7848
OTROS INDIRECTOS ..... %			
COSTO TOTAL DEL RUBRO			4.7088
<b>VALOR OFERTADO</b>			<b>\$ 4.71</b>

La Libertad, Marzo 2021

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

RUBRO: 4.00 UNIDAD: M3  
 DETALLE: RELLENO HIDRATADO Y COMPACTADO

**EQUIPOS**

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O Compactador manual	1.000	3.5000	3.5000	0.5000	0.1917 1.7500
SUBTOTAL M =					1.9417

**MANO DE OBRA**

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	ORNAL /H B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (estr.ocp. E2)	2.000	3.6300	7.2600	0.5000	3.6300
Maestro (estr.ocp. C1)	1.000	4.0800	4.0800	0.0500	0.2040
SUBTOTAL N =					3.8340

**MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Cascajo mediano y fino	m3	1.300	6.0000	7.8000
Agua	m3	0.150	1.5000	0.2250
SUBTOTAL O =				8.0250

**TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P =				0.0000

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)	13.8007
INDIRECTOS Y UTILIDAD 20.00%	2.7601
OTROS INDIRECTOS ..... %	
COSTO TOTAL DEL RUBRO	16.5608
<b>VALOR OFERTADO</b>	<b>\$ 16.56</b>

La Libertad, Marzo 2021

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

RUBRO: 5.00 UNIDAD: M3  
 DETALLE: Muro de homigón ciclópeo fc=180 kg/cm2

**EQUIPOS**

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O Concretera de 1 Saco	1.000	3.5000	3.5000	1.0000	1.9675 3.5000
<b>SUBTOTAL M =</b>					5.4675

**MANO DE OBRA**

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	ORNAL /H B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (estr.ocp. E2)	6.000	3.9300	23.5800	1.0000	23.5800
Albañil (estr.ocp. D2)	3.000	3.8800	11.6400	1.0000	11.6400
Maestro (estr.ocp. C1)	1.000	4.1300	4.1300	1.0000	4.1300
<b>SUBTOTAL N =</b>					39.3500

**MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Cemento tipo I(50 Kg)	kg	250.000	0.1600	40.0000
Piedra 3/4"	m3	0.550	22.0000	12.1000
Arena	m3	0.350	20.0000	7.0000
Agua	m3	0.110	1.5000	0.1650
Piedra Base	m3	0.650	15.0000	9.7500
<b>SUBTOTAL O =</b>				69.0150

**TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
<b>SUBTOTAL P =</b>				0.0000

<b>TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)</b>				113.83
<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD 25.00%</b>				28.46
<b>OTROS INDIRECTOS .... %</b>				
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>				142.29
<b>VALOR OFERTADO</b>				<b>S 142.29</b>

La Libertad Marzo 2021

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 6.00 UNIDAD: M2

DETALLE: REPLANTILLO H.S e=5cms fc= 140 kg/cm2

## EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O Concretera de 1 Saco	1.000	5.0000	5.0000	0.0667	0.0986 0.333
SUBTOTAL M =					0.4316

## MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	ORNAL /HI B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (estr.ocp. E2)	5.000	3.6300	18.1500	0.0667	1.2100
Albañil (estr.ocp. D2)	2.000	3.6800	7.3600	0.0667	0.4907
Maestro (estr.ocp. C1)	1.000	4.0800	4.0800	0.0667	0.2720
SUBTOTAL N =					1.9727

## MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Cemento tipo I(50 Kg)	kg	15.0000	0.1600	2.4000
Piedra 3/4"	m3	0.0450	22.0000	0.9900
Arena	m3	0.030	20.0000	0.6000
Agua	m3	0.010	1.5000	0.0150
SUBTOTAL O =				4.0050

## TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P =				0.0000

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		6.4093
INDIRECTOS Y UTILIDAD	25.00%	1.6023
OTROS INDIRECTOS .....	%	
COSTO TOTAL DEL RUBRO		8.0116
<b>VALOR OFERTADO</b>	<b>S</b>	<b>8.01</b>

La Libertad, Marzo 2021

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 7.00 UNIDAD: M3

DETALLE: Hormigón Simple  $f_c=210\text{kg/cm}^2$  Plintos

## EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					0.6379
Concreteira de 1 Saco	1.000	3.5000	3.5000	0.5333	1.867
Vibrador de Manguera	1.000	3.5000	3.5000	0.5333	1.867
<b>SUBTOTAL M =</b>					<b>4.3719</b>

## MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	ORNAL /H B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (estr.ocp. E2)	4.000	3.6300	14.5200	0.5333	7.7440
Albañil (estr.ocp. D2)	2.000	3.6800	7.3600	0.5333	3.9253
Maestro (estr.ocp. C1)	1.000	4.0800	4.0800	0.2667	1.0880
<b>SUBTOTAL N =</b>					<b>12.7573</b>

## MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Cemento tipo I(50 Kg)	kg	350.000	0.1600	56.0000
Piedra 3/4"	m3	0.900	22.0000	19.8000
Arena	m3	0.600	20.0000	12.0000
Agua	m3	0.180	1.5000	0.2700
<b>SUBTOTAL O =</b>				<b>88.0700</b>

## TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
<b>SUBTOTAL P =</b>				<b>0.0000</b>

<b>TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)</b>	<b>105.1992</b>
<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD 25.00%</b>	<b>26.2998</b>
<b>OTROS INDIRECTOS ..... %</b>	
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>	<b>131.4990</b>
<b>VALOR OFERTADO \$</b>	<b>131.50</b>

La Libertad, Marzo 2021

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

RUBRO: 8.00 UNIDAD: M3  
 DETALLE: Hormigón Simple  $f_c=210\text{kg/cm}^2$  Riostras

**EQUIPOS**

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					0.4987
SUBTOTAL M =					0.4987

**MANO DE OBRA**

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	ORNAL /H B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (estr.ocp. E2)	5.000	3.6600	18.3000	0.2000	3.6600
Albañil (estr.ocp. D2)	4.000	3.6900	14.7600	0.2000	2.9520
Carpintero (estr.ocp. D2)	2.000	3.6900	7.3800	0.2000	1.4760
Ferrero (estr.ocp. D2)	2.000	3.6900	7.3800	0.2000	1.4760
Maestro (estr.ocp. C1)	1.000	4.0900	4.0900	0.1000	0.4090
SUBTOTAL N =					9.9730

**MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Cemento tipo I(50 Kg)	kg	600.0000	0.1600	96.0000
Piedra 3/4"	m3	1.500	22.0000	33.0000
Arena	m3	1.200	20.0000	24.0000
Agua	m3	0.650	1.5000	0.9750
Tablas de Encofrado semidura	u	9.800	5.0000	49.0000
Cuarton semiduras	u	9.530	3.0000	28.5900
Tira de encofrado semiduras	u	4.210	1.5000	6.3150
Clavo 2"x 8	Lb	9.000	0.8500	7.6500
SUBTOTAL O =				245.5300

**TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P =				0.0000

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		256.0017
INDIRECTOS Y UTILIDAD	25.00%	64.0004
OTROS INDIRECTOS .....	%	
COSTO TOTAL DEL RUBRO		320.0021
<b>VALOR OFERTADO</b>	<b>S</b>	<b>320.00</b>

La Libertad, Marzo 2021

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

RUBRO: 9.00 UNIDAD: M2

DETALLE: Hormigón Simple  $f_c=210\text{kg/cm}^2$  Contrapiso**EQUIPOS**

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					0.0652
SUBTOTAL M =					0.0652

**MANO DE OBRA**

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	ORNAL /HI B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (estr.ocp. E2)	3.000	3.6600	10.9800	0.0890	0.9772
Albañil (estr.ocp. D2)	1.000	3.6900	3.6900	0.0890	0.3284
SUBTOTAL N =					1.3056

**MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Cemento tipo I(50 Kg)	kg	30.0000	0.1600	4.8000
Piedra 3/4"	m3	0.130	22.0000	2.8600
Arena	m3	0.120	20.0000	2.4000
Agua	m3	0.115	1.5000	0.1725
SUBTOTAL O =				10.2325

**TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P =				0.0000

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				11.6033
INDIRECTOS Y UTILIDAD 25.00%				2.9008
OTROS INDIRECTOS ..... %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				14.5042
VALOR OFERTADO				\$ 14.50

La Libertad, Marzo 2021

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 10.00 UNIDAD: M2

DETALLE: MALLA ELECTROSOLDADA - CONTRAPISO y LOSA

## EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O Cortadora - dobladora	1.000	0.5000	0.5000	0.0800	0.1750 0.040
SUBTOTAL M =					0.2150

## MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	ORNAL /H B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (estr.ocp. E2)	8.000	3.6300	29.0400	0.0800	2.3232
Albañil (estr.ocp. D2)	4.000	3.6800	14.7200	0.0800	1.1776
SUBTOTAL N =					3.5008

## MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Malla electros. D=8mm. (15x15)	m2	1.5000	4.7000	7.0500
Alambre Recocido # 18	kg	0.050	1.5000	0.0750
SUBTOTAL O =				7.1250

## TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P =				0.0000

La Libertad Marzo 2021

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)	10.8408
INDIRECTOS Y UTILIDAD 25.00%	2.7102
OTROS INDIRECTOS ..... %	
COSTO TOTAL DEL RUBRO	13.5510
VALOR OFERTADO	\$ 13.55

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 11 UNIDAD: M3

DETALLE: H. Simple  $f_c=210\text{kg/cm}^2$  Columnas incluye encofrado

## EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					2.9573
Concreteira de 1 Saco	1.000	3.5000	3.5000	1.7778	6.222
Vibrador de Manguera	1.000	3.5000	3.5000	1.7778	6.222
<b>SUBTOTAL M =</b>					<b>15.4013</b>

## MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	ORNAL /H B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (estr.ocp. E2)	5.0000	3.6300	18.1500	1.7778	32.2667
Albañil (estr.ocp. D2)	2.0000	3.6800	7.3600	1.7778	13.0844
Carpintero (estr.ocp. D2)	1.0000	3.6800	3.6800	1.7778	6.5422
Maestro (estr.ocp. C1)	1.0000	4.0800	4.0800	1.7778	7.2533
<b>SUBTOTAL N =</b>					<b>59.1466</b>

## MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Cemento tipo I(50 Kg)	kg	400.0000	0.1600	64.0000
Piedra 3/4"	m <sup>3</sup>	0.9000	22.0000	19.8000
Arena	m <sup>3</sup>	0.600	20.0000	12.0000
Agua	m <sup>3</sup>	0.200	1.5000	0.3000
Tablas de Encofrado semidura	u	9.630	5.0000	48.1481
Cuarton semiduras	u	8.148	3.0000	24.4444
Tira de encofrado semiduras	u	2.963	1.5000	4.4444
Clavo 2"x 8	Lb	5.000	0.8500	4.2500
<b>SUBTOTAL O =</b>				<b>177.3869</b>

## TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
<b>SUBTOTAL P =</b>				<b>0.0000</b>

La Libertad, Marzo 2021

<b>TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)</b>		<b>251.9348</b>
<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD</b>	25.00%	<b>62.9837</b>
<b>OTROS INDIRECTOS ..... %</b>		
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>		<b>314.9185</b>
<b>VALOR OFERTADO</b>	<b>\$</b>	<b>314.92</b>

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

RUBRO: 14.00 UNIDAD: U

DETALLE: Bloque alivianado losa 40x20x15 cm

**EQUIPOS**

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C+R
Herramienta menor 5 % M/O					0.0182
Maquina Soladora	1.000	0.5000	0.5000		
Cortadora - dobladora	1.000	0.5000	0.5000		
<b>SUBTOTAL M =</b>					0.02

**MANO DE OBRA**

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	ORNAL /HI B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C+R
Peon (estr.ocp. E2)	1.000	3.6300	3.6300	0.1000	0.3630
<b>SUBTOTAL N =</b>					0.36

**MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Bloque liviano bl-9 9x19x39 cm	u	1.0000	0.3700	0.3700
<b>SUBTOTAL O =</b>				0.3700

**TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
<b>SUBTOTAL P =</b>				0.0000

<b>TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)</b>		0.7512
<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD</b> 25.00%		0.1878
<b>OTROS INDIRECTOS</b> ..... %		
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>		0.9390
<b>VALOR OFERTADO</b>	\$	0.94

La Libertad Marzo 2021

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 16.00 UNIDAD: KG

DETALLE: Acero de refuerzo  $F_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup> (inc Alambre #18)

## EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O Cortadora - dobladora	1.000	0.5000	0.5000	0.0154	0.0100 0.008
SUBTOTAL M =					0.0180

## MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	ORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (estr.ocp. E2)	2.0000	3.6300	7.2600	0.0154	0.1120
Fierro (estr.ocp. D2)	1.0000	3.6800	3.6800	0.0154	0.0568
Maestro (estr.ocp. C1)	1.0000	4.0800	4.0800	0.0077	0.0315
SUBTOTAL N =					0.2003

## MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	kg	1.3600	0.9200	1.2512
Alambre Recocido # 18	kg	0.0315	1.5000	0.0473
SUBTOTAL O =				1.2985

## TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P =				0.0000
TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				1.5168
INDIRECTOS Y UTILIDAD 25.00%				0.3792
OTROS INDIRECTOS ..... %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				1.8960
VALOR OFERTADO				\$ 1.90

La Libertad Marzo 2021

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

RUBRO: 17.00 UNIDAD: M2  
 DETALLE: Paredes de bloque de hormigón de 10cms

**EQUIPOS**

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					0.3026
SUBTOTAL M =					0.3026

**MANO DE OBRA**

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	ORNAL /H B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (estr.ocp. E2)	2.000	3.6300	7.2600	0.5333	3.8720
Albañil (estr.ocp. D2)	1.000	3.6800	3.6800	0.5333	1.9627
Maestro (estr.ocp. C1)	1.000	4.0800	4.0800	0.0533	0.2176
SUBTOTAL N =					6.0523

**MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Cemento tipo I(50 Kg)	kg	25.0000	0.1600	4.0000
Arena	m3	0.0840	20.0000	1.6800
Agua	m3	0.0030	1.5000	0.0045
Bloque Piedra pómez 10x20x40	u	0.1700	0.5000	0.0850
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	0.3000	0.9200	0.2760
SUBTOTAL O =				6.0455

**TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P =				0.0000
TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				12.4004
INDIRECTOS Y UTILIDAD 25.00%				3.1001
OTROS INDIRECTOS ..... %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				15.5005
<b>VALOR OFERTADO</b>				<b>\$ 15.50</b>

La Libertad Marzo 2021

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

RUBRO: 18.00 UNIDAD: M2

DETALLE: ENLUCIDO DE PAREDES

**EQUIPOS**

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					0.2058
SUBTOTAL M =					0.2058

**MANO DE OBRA**

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	ORNAL /HI B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (estr.ocp. E2)	2.000	3.6300	7.2600	0.5200	3.7752
Albañil (estr.ocp. D2)	1.000	3.6800	3.6800	0.5200	1.9136
Maestro (estr.ocp. C1)	1.000	4.0800	4.0800	0.0520	0.2122
SUBTOTAL N =					5.9010

**MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Cemento tipo I(50 Kg)	kg	8.200	0.1600	1.3120
Arena	m3	0.005	20.0000	0.1000
Agua	m3	0.003	1.5000	0.0045
SUBTOTAL O =				1.4165

**TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P =				0.0000

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		7.5233
INDIRECTOS Y UTILIDAD	25.00%	1.8808
OTROS INDIRECTOS .....	%	
COSTO TOTAL DEL RUBRO		9.4041
<b>VALOR OFERTADO</b>	<b>\$</b>	<b>9.40</b>

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

RUBRO: 19.00 UNIDAD: M2

DETALLE: Enlucido interior

**EQUIPOS**

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					0.2058
SUBTOTAL M =					0.2058

**MANO DE OBRA**

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	ORNAL /HI B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (estr.ocp. E2)	2.000	3.6300	7.2600	0.4200	3.0492
Albañil (estr.ocp. D2)	1.000	3.6800	3.6800	0.4200	1.5456
Maestro (estr.ocp. C1)	1.000	4.0800	4.0800	0.0420	0.1714
SUBTOTAL N =					4.7662

**MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Cemento tipo I(50 Kg)	kg	8.440	0.1600	1.3504
Arena	m3	0.011	20.0000	0.2200
Agua	m3	0.010	1.5000	0.0143
SUBTOTAL O =				1.5847

**TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P =				0.0000

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				6.5566
INDIRECTOS Y UTILIDAD 25.00%				1.6392
OTROS INDIRECTOS ..... %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				8.1958
<b>VALOR OFERTADO</b>				<b>\$ 8.20</b>

La Libertad Marzo 2021

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 8.00 UNIDAD: M3

DETALLE: Muro H.Simple f'c=210Kg/cm2 e=10cm

## EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					0.0986
Concretera de 1 Saco	1.000	5.0000	5.0000	0.0667	0.333
Vibrador de Manguera	1.000	3.5000	3.5000	0.0667	0.233
<b>SUBTOTAL M =</b>					<b>0.6646</b>

## MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	ORNAL /HI B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (estr.ocp. E2)	5.000	3.6300	18.1500	0.0667	1.2100
Albañil (estr.ocp. D2)	2.000	3.6800	7.3600	0.0667	0.4907
Maestro (estr.ocp. C1)	1.000	4.0800	4.0800	0.0667	0.2720
<b>SUBTOTAL N =</b>					<b>1.9727</b>

## MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Cemento tipo I(50 Kg)	kg	400.0000	0.1600	64.0000
Piedra 3/4"	m3	0.9000	22.0000	19.8000
Arena	m3	0.600	20.0000	12.0000
Agua	m3	0.200	1.5000	0.3000
<b>SUBTOTAL O =</b>				<b>96.1000</b>

## TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
<b>SUBTOTAL P =</b>				<b>0.0000</b>

<b>TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)</b>				<b>98.7373</b>
<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD 25.00%</b>				<b>24.6843</b>
<b>OTROS INDIRECTOS ..... %</b>				
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>				<b>123.4216</b>
<b>VALOR OFERTADO \$</b>				<b>123.42</b>

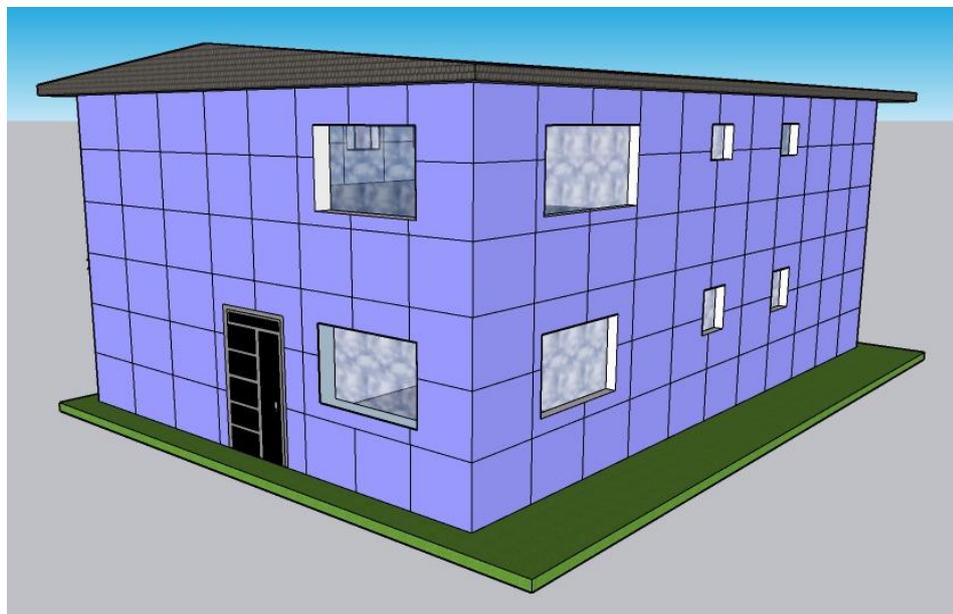
La Libertad Marzo 2021

## VIVIENDAS EN 3D

### SISTEMA DE PÓRTICOS

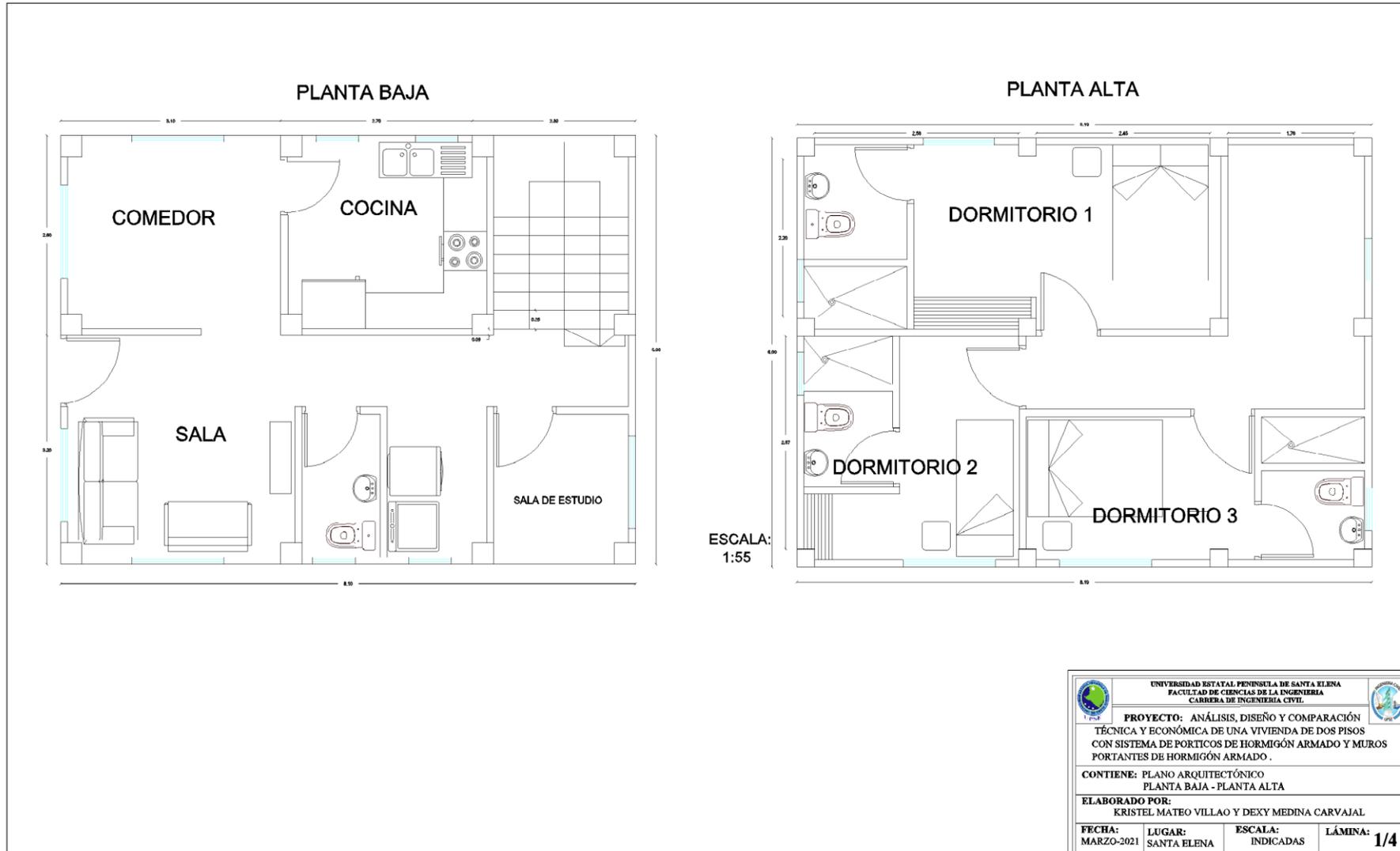


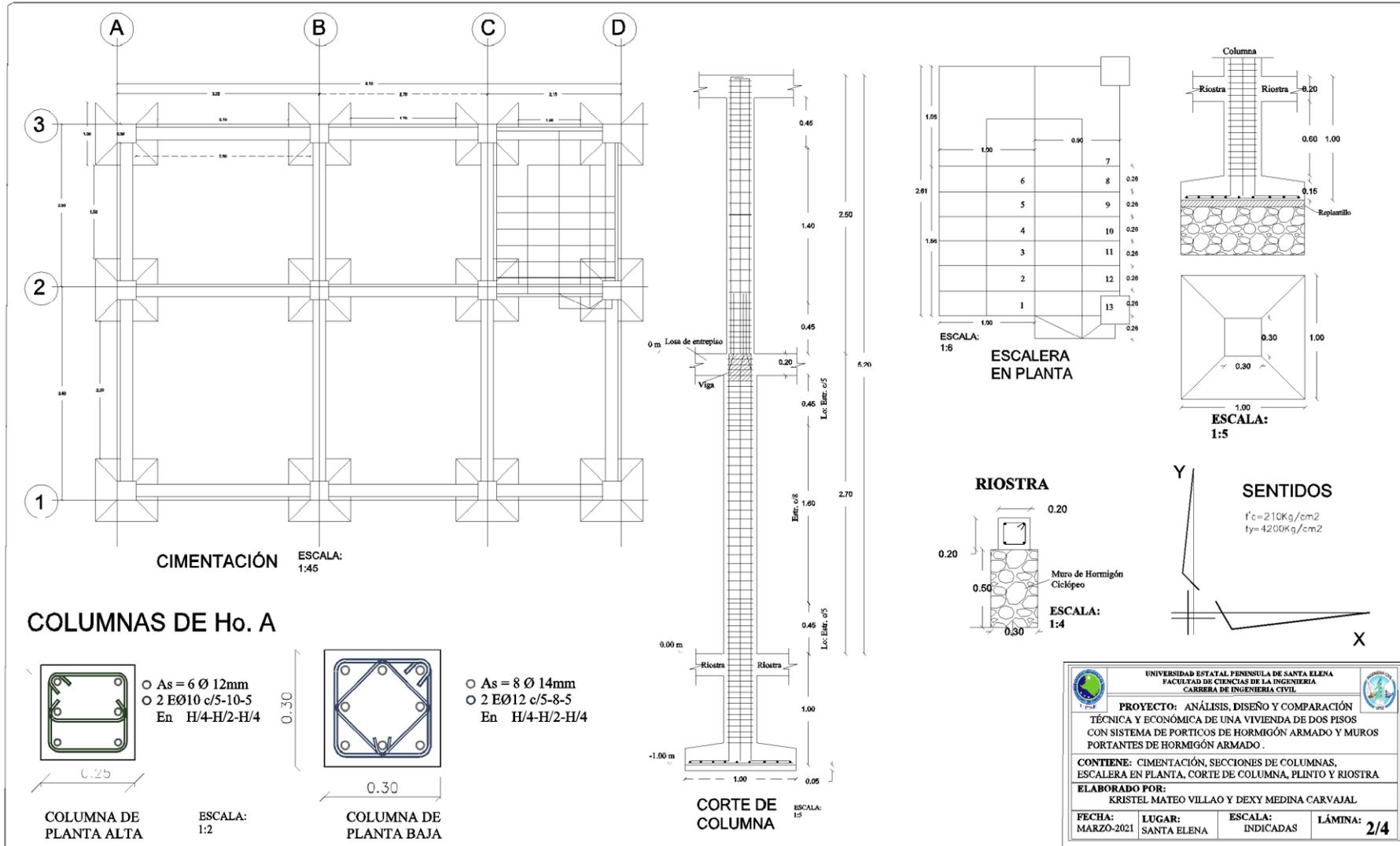
### SISTEMA DE MUROS PORTANTES

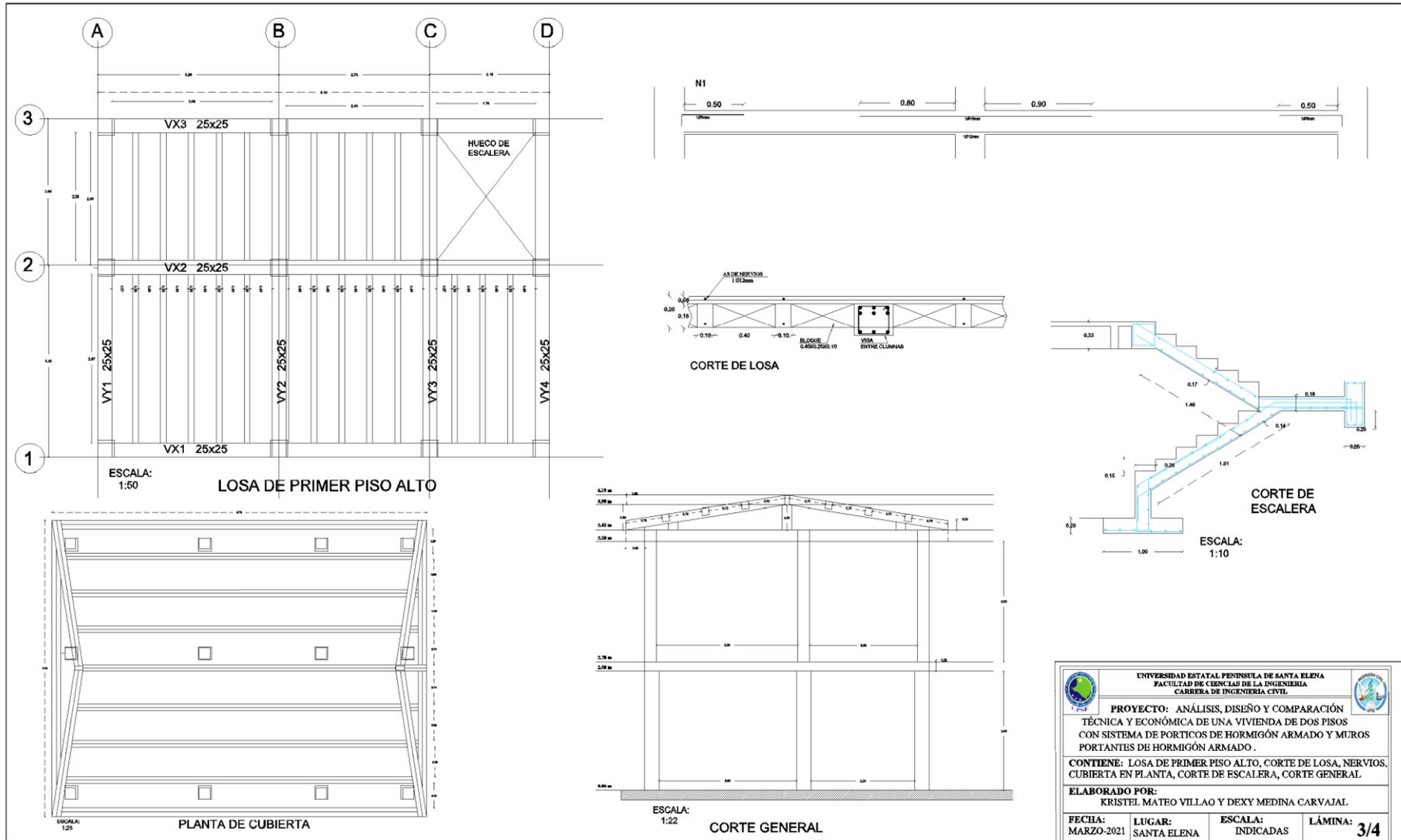


PLANOS

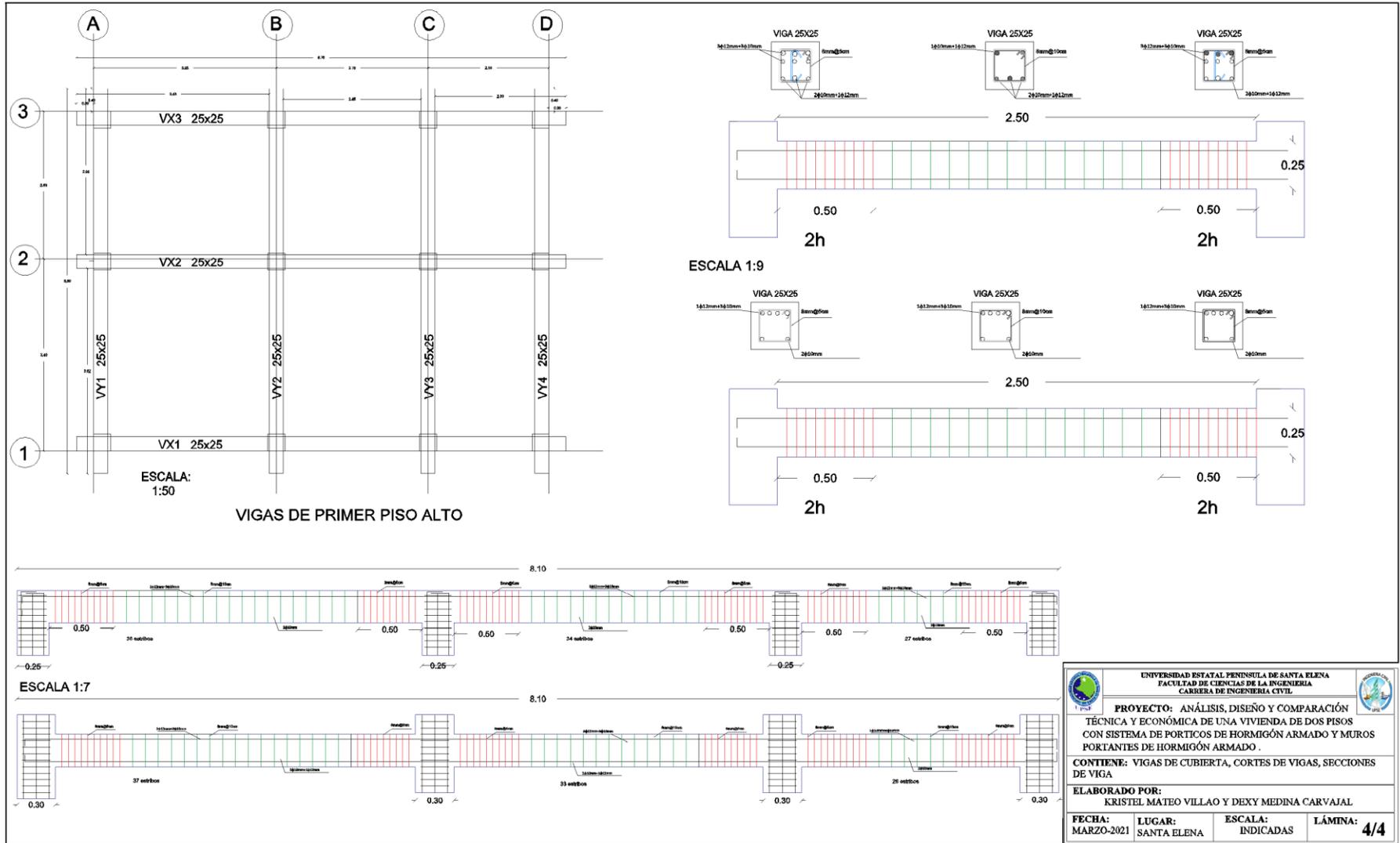
SISTEMA DE PÓRTICOS



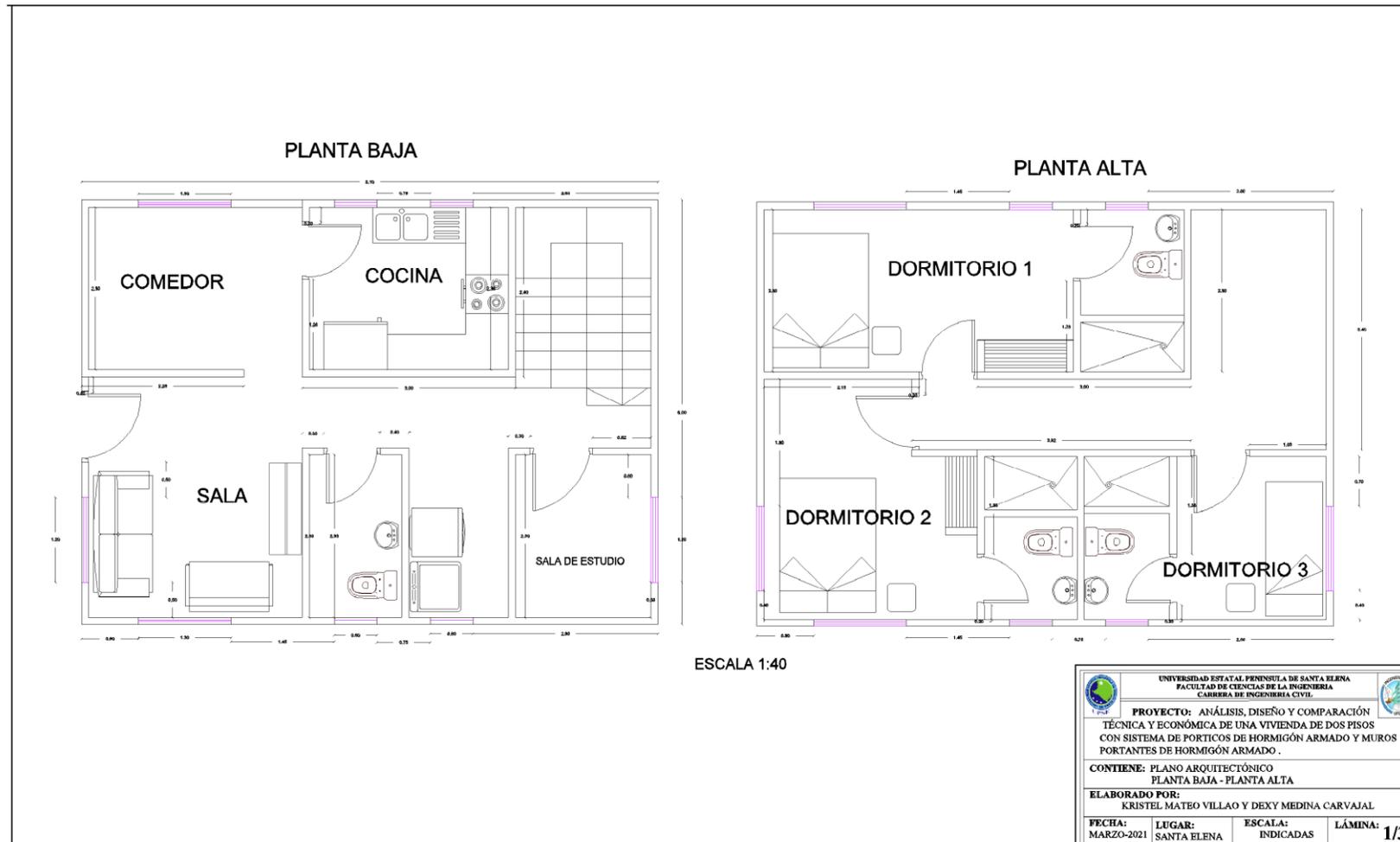


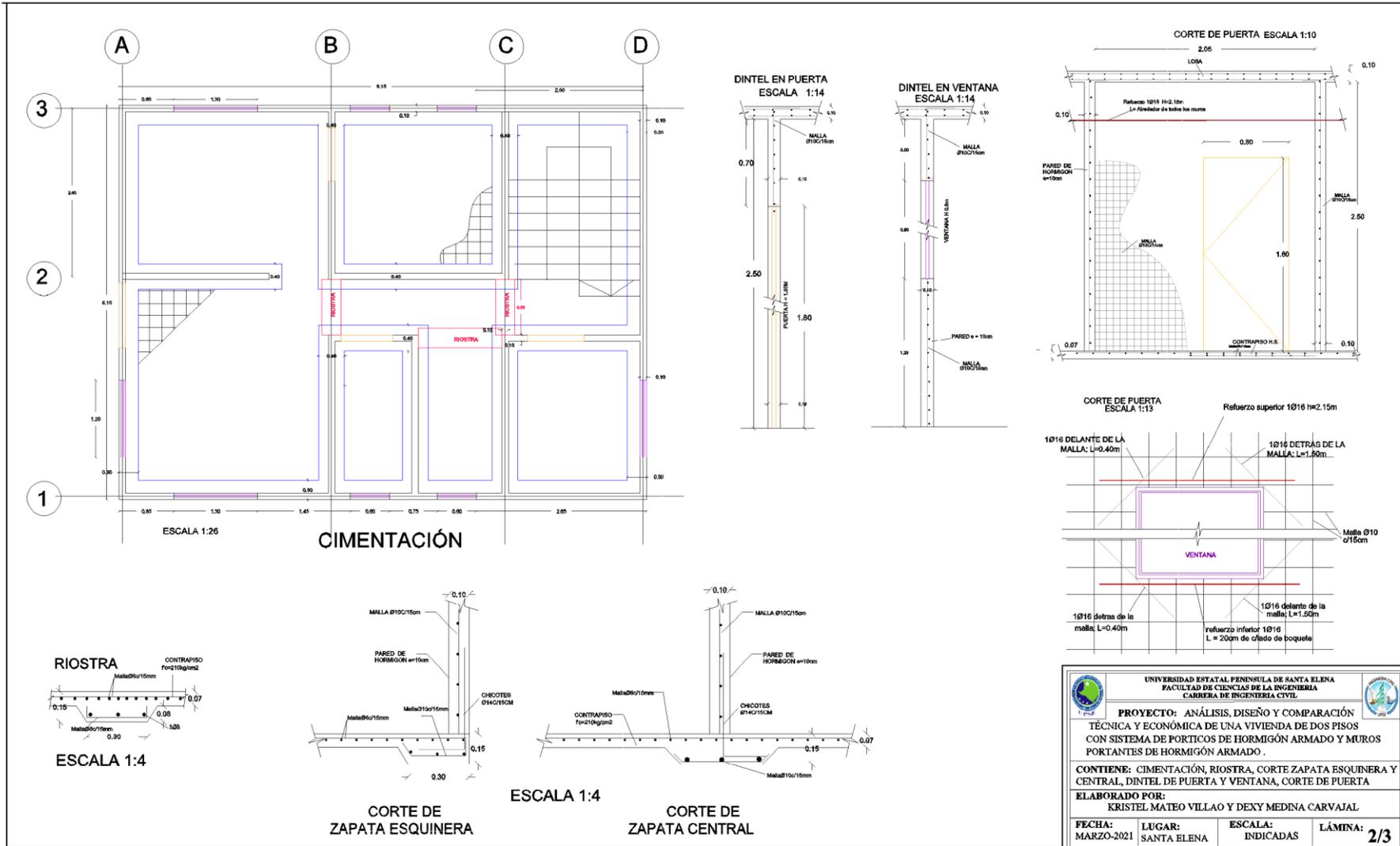


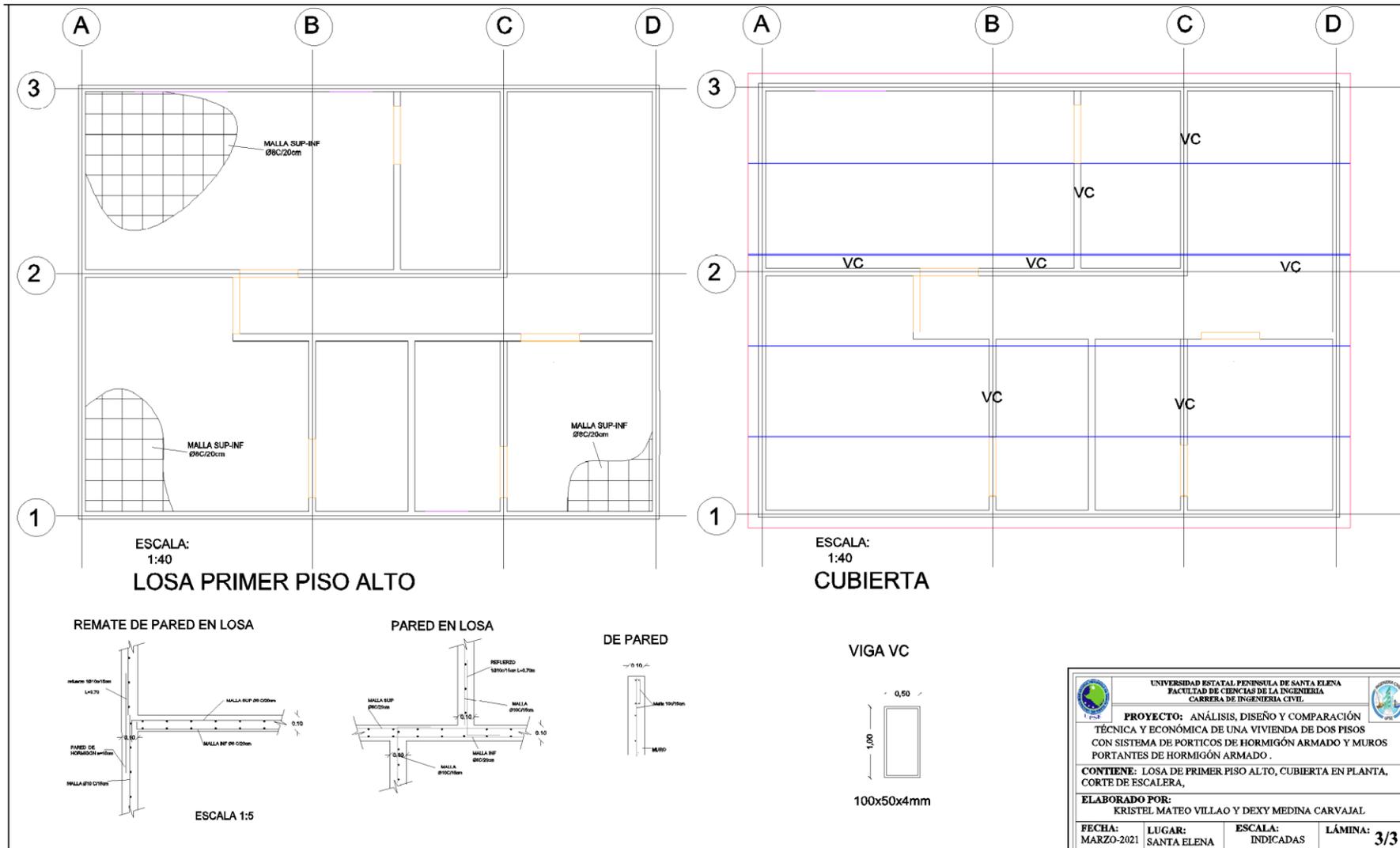
UNIVERSIDAD ESTATAL PENINSULA DE SANTA ELENA FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERIA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL			
<b>PROYECTO:</b> ANÁLISIS, DISEÑO Y COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA DE UNA VIVIENDA DE DOS PISOS CON SISTEMA DE PORTICOS DE HORMIGÓN ARMADO Y MUROS PORTANTES DE HORMIGÓN ARMADO .			
<b>CONTIENE:</b> LOSA DE PRIMER PISO ALTO, CORTE DE LOSA, NERVIOS, CUBIERTA EN PLANTA, CORTE DE ESCALERA, CORTE GENERAL.			
<b>ELABORADO POR:</b> KRISTEL MATEO VILLOAO Y DEXY MEDINA CARVAJAL.			
<b>FECHA:</b> MARZO-2021	<b>LUGAR:</b> SANTA ELENA	<b>ESCALA:</b> INDICADAS	<b>LÁMINA:</b> 3/4



## SISTEMA DE MUROS PORTANTES







 UNIVERSIDAD ESTADAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
<b>PROYECTO:</b> ANÁLISIS, DISEÑO Y COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA DE UNA VIVIENDA DE DOS PISOS CON SISTEMA DE PORTICOS DE HORMIGÓN ARMADO Y MUROS PORTANTES DE HORMIGÓN ARMADO.			
<b>CONTIENE:</b> LOSA DE PRIMER PISO ALTO, CUBIERTA EN PLANTA, CORTE DE ESCALERA,			
<b>ELABORADO POR:</b> KRISTEL MATEO VILLO Y DEXY MEDINA CARVAJAL			
<b>FECHA:</b> MARZO-2021	<b>LUGAR:</b> SANTA ELENA	<b>ESCALA:</b> INDICADAS	<b>LÁMINA:</b> 3/3