

# PROYECTO DE REHABILITACIÓN:

**“SR. MAJI CHIMBOLEMA MANUEL Y OTROS”**

MEMORIA TÉCNICA: ESTUDIO ESTRUCTURAL

**PROVINCIA: PICHINCHA**

**CANTÓN: QUITO**

**PARROQUIA: SAN BLAS**

AGOSTO 2021

## Tabla de contenido

1	CAPITULO: EVALUACIÓN Y DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL.....	8
1.1	INTRODUCCIÓN .....	8
1.2	OBJETIVO DEL PROYECTO.....	8
1.3	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	8
1.3.1	Ubicación .....	8
1.4	CARACTERISTICAS GENERALES .....	9
1.4.1	Característica ocupacional .....	9
1.4.2	Características constructivas.....	9
1.5	METODOLOGÍA .....	10
1.6	SISTEMA ESTRUCTURAL .....	11
1.7	EVALUACIÓN IN SITU .....	12
1.7.1	Elementos estructurales.....	12
1.7.2	Elementos no estructurales .....	12
1.7.3	Resistencia del Hormigón Armado .....	13
1.7.4	Acero de refuerzo.....	14
1.7.5	Estudio de suelo.....	16
1.7.6	Cimentación .....	17
1.7.7	Reconocimiento general de fisuras .....	18
1.7.8	Identificación de patologías .....	19
1.8	EVALUACIÓN RÁPIDA DE VULNERABILIDAD.....	24

1.9	EVALUACIÓN DEL DIAGNÓSTICO FEMA.....	24
2	CAPITULO: MODELO Y ANÁLISIS DE EVALUACIÓN.....	27
2.1	NORMATIVAS UTILIZADAS.....	27
2.2	MODELO DE EVALUACIÓN.....	27
2.3	Descripción .....	27
2.3.1	Módulo de elasticidad.....	27
2.3.2	Inercia de las secciones agrietadas.....	28
2.3.3	Secciones transversales y acero de refuerzo .....	28
2.3.4	Carga vertical.....	29
2.3.5	Carga sísmica .....	30
2.3.6	Espectro de diseño .....	34
2.3.7	Factores y combinaciones de carga.....	34
2.4	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DEL MODELO .....	35
2.4.1	Periodo de vibración .....	35
2.4.2	Análisis estático .....	36
2.4.3	Derivas.....	37
2.5	Participación de masa modal .....	37
2.6	Evaluación de resistencia de elementos.....	39
2.7	CONCLUSIONES .....	41
2.8	RECOMENDACIONES .....	42
3	CAPITULO: PROPUESTA DE REFORZAMIENTO .....	43

3.1	INTRODUCCIÓN .....	43
3.2	OBJETIVOS.....	43
3.3	DETALLE DEL REFUERZO ESTRUCTURAL.....	44
3.3.1	Enchapado de paredes .....	44
3.3.2	Muros de corte .....	45
3.4	MOLDELO DE REFORZAMIENTO .....	46
3.4.1	Normativas.....	46
3.4.2	Descripción .....	46
3.4.3	Módulo de elasticidad.....	47
3.4.4	Inercia de las secciones agrietadas.....	47
3.4.5	Carga vertical.....	47
3.4.6	Carga sísmica .....	48
3.4.7	Espectro de diseño .....	49
3.4.8	Factores y combinaciones de carga.....	49
3.5	ANÁLISIS DE RESULTADOS DE REFORZAMIENTO.....	50
3.5.1	Análisis estático .....	50
3.5.2	Derivas.....	51
3.5.3	Participación Modal de masas.....	51
3.5.4	Análisis dinámico .....	52
3.5.5	Resistencia de los elementos.....	52
3.6	CONCLUSIONES .....	53

3.7	RECOMENDACIONES .....	54
4	AUTORÍA.....	54

## Índice de Tablas

Tabla 1.	Características del edificio. ....	9
Tabla 2.	Secciones de elementos estructurales. ....	12
Tabla 3.	Resultados de ensayos de esclerómetro.....	14
Tabla 4.	Acero de refuerzo en elementos. ....	15
Tabla 5.	Ramales de estribos. ....	15
Tabla 6.	Resultados de ensayos (capacidad de carga admisible).....	17
Tabla 7.	Evaluación rápida de vulnerabilidad.....	24
Tabla 8.	Evaluación del diagnóstico.....	25
Tabla 9.	Carga muerta de entresijos.....	29
Tabla 10.	Carga muerta de cubierta.....	30
Tabla 11.	Valores de carga viva para diferentes ocupaciones. ....	30
Tabla 12.	Datos para análisis estático. ....	32
Tabla 13.	Resultado análisis estático.....	37
Tabla 14.	Resultados de derivas de piso. ....	37
Tabla 15.	Participación modal.....	38
Tabla 16.	Resultados de la participación de masas. ....	38

Tabla 17. Carga muerta de entrepisos.....	48
Tabla 18. Carga muerta de cubierta.....	48
Tabla 19. Valores de carga viva para diferentes ocupaciones. ....	48
Tabla 20. Resultado análisis estático.....	51
Tabla 21. Derivas de piso, reforzamiento.....	51
Tabla 22. Participación modal, reforzamiento. ....	51
Tabla 23. Resultados de la participación de masas, reforzamiento.....	52
Tabla 24. Análisis dinámico, reforzamiento.....	52

## Índice de figuras

Figura 1. Ubicación de la edificación.....	9
Figura 2. Características constructivas. ....	10
Figura 3. Modelo tridimensional de la edificación.....	11
Figura 4. Corte de losa tipo.....	13
Figura 5. Puntos de ensayo SPT. ....	16
Figura 6. Detalles de plintos.....	17
Figura 7. Acero de refuerzo para columna 30x30cm.....	29
Figura 8. Acero de refuerzo para columna 40x30cm.....	29
Figura 9. Valor del factor de zona Z. ....	30
Figura 10. Tipo de suelo y factores de sitio (Fa). ....	31
Figura 11. Factores de suelo y factores de sitio (Fd).....	31

Figura 12. Factores de comportamiento inelástico del subsuelo (Fs).....	31
Figura 13. Irregularidad en planta tipo 2.....	33
Figura 14. Periodo estructural. Modo de vibración 1. ....	36
Figura 15. Peso total de la estructura. ....	36
Figura 16. Demanda-Capacidad de la estructural en general. ....	39
Figura 17. Demanda-Capacidad pórtico 1.....	39
Figura 18. Demanda-Capacidad pórtico D. ....	40
Figura 19. Demanda-Capacidad columna F7, planta baja. ....	40
Figura 20. Demanda-Capacidad columna F3, primera planta. ....	41
Figura 21. Demanda-Capacidad columna B5, segunda planta. ....	41
Figura 22. Enchapado de paredes. ....	44
Figura 23. Enchapado de paredes, ubicación. ....	45
Figura 24. Muros de corte, ubicación. ....	46
Figura 25. Espectro de diseño, reforzamiento.....	49
Figura 26. Peso total de la estructura, reforzamiento. ....	50
Figura 27. Demanda capacidad de los elementos, reforzamiento. ....	53
Figura 28. Demanda capacidad de los elementos, reforzamiento. ....	53

## Índice de fotografías

Fotografía 1. Ensayo de esclerómetro en columnas. ....	14
Fotografía 2. Escáner de acero de refuerzo. ....	15

Fotografía 3. Calicata en eje 7B.....	18
Fotografía 4. Calicata en el eje A8.....	18
Fotografía 5. Columna corta eje D8. ....	19
Fotografía 6. Columna corta eje D3 y C3. ....	20
Fotografía 7. Piso blando en la planta baja. ....	21
Fotografía 8. Bloques unidos, efecto martilleo. ....	22
Fotografía 9. Deficiencia de columnas segunda planta. ....	22
Fotografía 10. Nudo débil columna B8.....	23
Fotografía 11. Columna débil - viga fuerte eje 8 cubierta.....	23



# 1 CAPITULO: EVALUACIÓN Y DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL

## 1.1 INTRODUCCIÓN

En la presente memoria técnica se presenta el estudio estructural para el proyecto de rehabilitación “**Sr. Maji Chimbolema Manuel y otros**”. En este documento se explica la metodología y normativas utilizadas para el respectivo análisis y evaluación de la estructura.

Nos basamos en el capítulo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015, NEC-SE-RE, el cual menciona que la rehabilitación de edificios consiste en la evaluación y el diseño de sistemas de rehabilitación sísmica, esto con el fin de mejorar el desempeño sísmico de estructuras existentes en función del cumplimiento de un objetivo de desempeño sísmico.

## 1.2 OBJETIVO DEL PROYECTO

- Analizar cada uno de los elementos estructurales aplicados por la recomendación ASCE 41-13, y a su vez con los criterios NEC-SE-DM y NEC-SE-DS.
- Describir el sistema estructural y consideraciones que se tomaron en cuenta para el diseño de la estructura.
- Plantear una propuesta de reforzamiento óptimo para el buen funcionamiento tanto a cargas verticales como a cargas sísmicas, aplicando los criterios sismoresistentes que nos mencionan las normativas ASCE 41-13, NEC-SE-DM y NEC-SE-DS.

También se consideró las recomendaciones estipuladas en NEC 15 capítulo 4 para una adecuada distribución del acero de confinamiento con espaciamientos adecuados en las zonas críticas, tanto para vigas y columnas. La NEC 15-SE peligro sísmico, se tomó en cuenta para el análisis y evaluación de la estructura producida por fuerzas horizontales debidas a un evento sísmico.

## 1.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

### 1.3.1 Ubicación

El proyecto residencial “**Sr. Maji Chimbolema Manuel y otros**” se encuentra localizado en la provincia de Pichincha, cantón Quito, Parroquia San Blas, perteneciente al Centro Histórico del DMQ, en las calles Vicente León y Esmeraldas.



Figura 1. Ubicación de la edificación.

## 1.4 CARACTERÍSTICAS GENERALES

### 1.4.1 Característica ocupacional

El edificio está compuesto por tres plantas, mismas que actualmente pueden ser definidas como tipo residencial, sin embargo, la propuesta para rehabilitación de la misma, plantea en sus planos arquitectónicos las siguientes ocupaciones:

Tabla 1. Características del edificio.

Planta	Uso	Superficie (m <sup>2</sup> )
Baja	Parqueaderos / Locales comerciales / Cuarto de bombas	835.69
Primera	Oficinas / Departamentos / Lavandería	691.36
Segunda	Salas de uso múltiple / Oficinas / Cocina / Baños	728.34
<b>Superficie Total</b>		<b>2255.39</b>

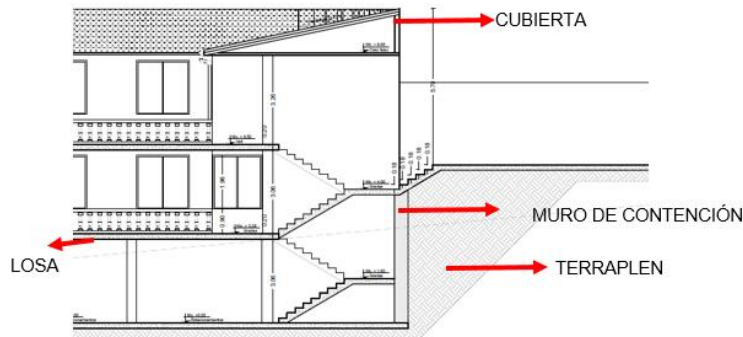
### 1.4.2 Características constructivas

La edificación se encuentra construida en base al sistema aporticado de hormigón armado con vigas banda. Por otra parte, está sujeto al terreno con zapatas superficiales aisladas y columnas. La altura de la planta baja, primera y segunda planta se encuentran a los niveles +0.20, +3.26 y +6.52, respectivamente.

Los entrepisos constan con una losa alivianada de 25 cm de espesor y la cubierta está constituida por un sistema mixto ya que, las vigas principales o cargadoras son de hormigón armado y las vigas secundarias de madera.

La mampostería que constituye a esta edificación es el bloque al 80% y parte de esta se encuentra construida con ladrillo, principalmente su fachada, ya que su frente colinda con una de las calles pertenecientes al centro histórico de Quito.

Por otra parte, está conformado con muros de contención en los ejes laterales de la vivienda, ya que al estar en una zona con una pendiente aproximada del 20-30% debe soportar la presión ejercida por los terraplenes.



*Figura 2. Características constructivas.*

Cabe recalcar que la edificación no cuenta con la documentación necesaria para realizar una evaluación profunda, es decir, no contamos con:

Planos Arquitectónicos.

Planos Estructurales.

Planos de instalaciones eléctricas.

Planos de instalaciones sanitarias.

Por lo tanto, todo el sistema de evaluación debe basarse en ensayos realizados, mismos que se obtendrán al momento de realizar el levantamiento de información de la estructura.

## **1.5 METODOLOGÍA**

Con la descripción previamente vista, la edificación será analizada y así mismo se presentara una propuesta de reforzamiento en base a la NEC-SE DM, NEC-SE-DS y ASCE 41-13; y a su vez verificado por el software ETABS 2019.

El objetivo del modelo matemático, se basa en analizar el nivel de desempeño para cargas

verticales y sísmicas, para esto se realiza el modelo tridimensional de la edificación, con el fin de determinar las características de capacidad y demanda de los elementos estructurales que está compuesto la estructura.

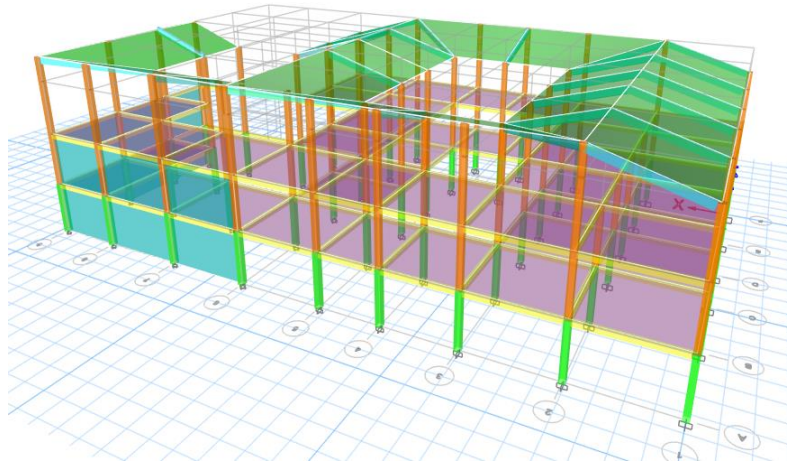


Figura 3. Modelo tridimensional de la edificación.

Fuente: *Etabs ultimate 2019*.

## 1.6 SISTEMA ESTRUCTURAL

El sistema estructural que presenta la edificación consiste en pórticos de hormigón armado con vigas banda, este sistema estructural tiene un desempeño adecuado bajo cargas gravitatorias, sin embargo, se debe comprobar su comportamiento frente a cargas laterales, ya que se tiene un desempeño deficiente frente a cargas sísmicas debido a que no aportan con la resistencia suficiente, sin embargo, cabe recalcar que estos sistemas aporricados son permitidos bajo la normativa NEC-SE-DS, la cual sí considera a sistemas de vigas banda como pórticos especiales a momento.

De acuerdo con el ACI 318-14 las losas planas pueden ser parte del sistema sismo resistente en zonas sísmicas intermedias, pero no pueden formar parte de este sistema en zonas de alta sismicidad. Por otro lado, el capítulo 18.14.5 del ACI318-14 especifica el uso de losas planas como parte únicamente del sistema de gravedad en zonas de alta intensidad sísmica, es decir, el sistema estructural utilizado en la estructura debería ser utilizado solo para resistir cargas gravitatorias y no cargas sísmicas.

Al no existir un sistema específico para resistir cargas laterales, tal como pórticos con vigas descolgadas o muros de corte, la estructura presentara una alta flexibilidad (mayor

desplazamiento), torsión y elevadas derivas, causando severos daños a los elementos estructurales, no estructurales, acabados e instalaciones cuando se presenten las cargas sísmicas.

## 1.7 EVALUACIÓN IN SITU

### 1.7.1 Elementos estructurales

Los elementos estructurales por los que está conformado la edificación cuenta con columnas, vigas banda y muros de contención.

A continuación, presentamos el detalle de las secciones encontradas en el sistema estructural actual:

*Tabla 2. Secciones de elementos estructurales.*

Elemento	Planta	Sección [cm]
Columnas	Baja	40x30
	Primera	30x30
	Segunda	30x30
Vigas	Primera	30x25
	Segunda	35x25
	Cubierta	20x40

### 1.7.2 Elementos no estructurales

En cuanto a la mampostería cabe resalta que el frente de la edificación está construida con mampostería de ladrillos, por otro lado, la parte interna de la edificación se encuentra distribuida con mampostería de bloques.

Así mismo, se tiene una cubierta con inclinación a dos aguas, con teja artesanal, misma que es soportada por vigas principales de hormigón armado y vigas secundarias de madera.

Por otro lado, existen columnas, las cuales soportan las gradas que se encuentran a la entrada de la edificación.

En cuanto al sistema de entepiso, cabe recalcar que cuenta con un tipo de losa alivianada, misma que se pudo constatar en la visita en campo, la cual tiene una altura total de H=25cm.

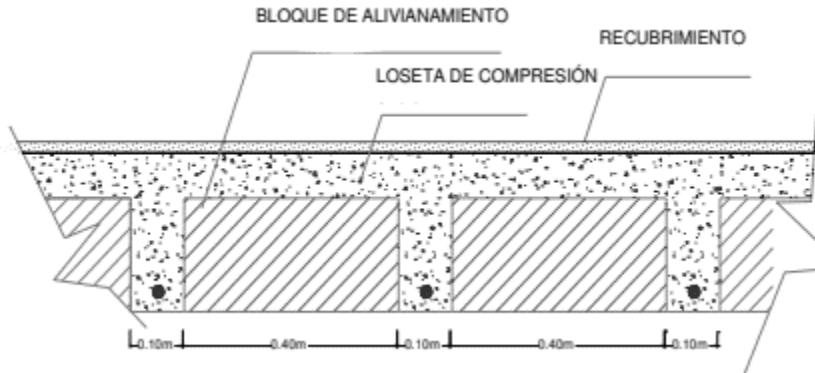


Figura 4. Corte de losa tipo.

### 1.7.3 Resistencia del Hormigón Armado

Para determinar la resistencia a la compresión del hormigón se utilizó un ensayo de tipo no destructivo conocido con el nombre del método del rebote, el mismo que emplea el esclerómetro, para realizar este tipo de ensayo, la superficie de la estructura no debe contar con revestimiento ya que, esto daría resultados falsos sobre la resistencia del hormigón, además que se debe encontrar el lugar más idóneo para su aplicación.

Estos ensayos fueron realizados por el mismo consultor, el Ing. Darwin Quishpe. Cabe recalcar que este método tiene un grado de incertidumbre alto, es por ello que se realizó una comparación dependiendo del índice de rebote promedio y mínimo, tomando como referencia los valores mínimos.

Los resultados de los elementos estructurales se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 3. Resultados de ensayos de esclerómetro.

Elemento	ID	Índice de rebote promedio	Índice de rebote mínimo	Desviación estandar	Resistencia a la compresión promedio [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia a la compresión mínima [kg/cm <sup>2</sup> ]
Columnas	A6	38	29	4.46	300	180
	C5	39	33	3.56	310	240
	D7	44	38	3.16	380	300
	B6	39	35	2.06	310	260
	D5	37	35	1.18	280	260
	E6	36	31	1.54	240	210
	C9	38	33	2.60	300	240
	C8	35	32	1.85	260	220
	D7	43	32	4.91	380	220
	A9	42	38	2.24	360	300
	D6	37	30	4.49	280	200
Vigas	DE8	39	27	4.79	360	180
	EF7	36	31	3.76	240	210
	89D	36	31	1.54	240	210
	DE8	36	31	3.80	240	210
	DE8	36	29	2.01	240	180

Los resultados de la resistencia a la compresión mínima muestran un  $f'_{c_{prom}} = 226.25 \text{ kg/cm}^2$  (para la modelación estructural se ha tomado el valor de  $f'c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$ .)



Fotografía 1. Ensayo de esclerómetro en columnas.

#### 1.7.4 Acero de refuerzo

Para determinar el acero de refuerzo de los elementos estructurales se realizaron sondeos de escáner a fin de determinar la distribución de las varillas dentro de los elementos estructurales. Obteniendo así la siguiente distribución:

Tabla 4. Acero de refuerzo en elementos.

ELEMENTO	SECCIÓN	N° X-X	Φ X-X	N° Y-Y	Φ X-X
	cm	u	mm	u	mm
COLUMNA	40x30	4	12	3	12
	30x30	3	14	3	14
	40X20	4	12	2	12

Por otro lado, al no tener constancia de haber utilizado ramales adicionales en los estribos, tomamos como valores para el modelo matemático los datos que se muestran en la posterior tabla. Así mismo, los espaciamientos de los estribos de confinamiento son aproximados y fueron tomados por medio del sondeo llegando a obtener un valor de espaciamiento de 12cm en cada elemento.

Tabla 5. Ramales de estribos.

Descripción	Sección	N° X-X	Φ X-X	N° Y-Y	Φ X-X
	cm	ramas	mm	ramas	mm
ESTRIBOS	35x25	2	10	2	10
	25x25	2	10	2	10
	35x15	2	10	2	10



Fotografía 2. Escáner de acero de refuerzo.

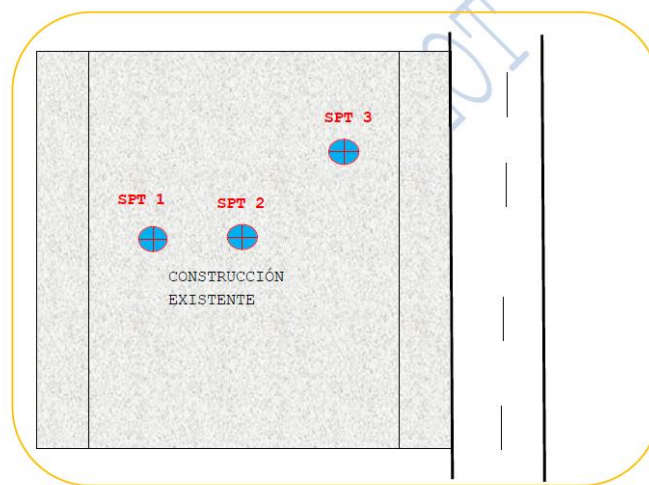
Dentro del análisis visual en campo, se encontró que el acero de refuerzo corresponde al acero corrugado con resistencia a la fluencia  $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ .



### 1.7.5 Estudio de suelo

El estudio de suelos se realiza para definir la capacidad portante del suelo, así como también para determinar los asentamientos existentes. A través de este estudio se logra obtener los parámetros necesarios para realizar el estudio estructural de la cimentación, así como de otros elementos constructivos en caso de que sea necesario.

Se realizó el estudio de suelo SPT (Ensayo de Penetración Estándar) en 3 puntos específicos de la edificación con el fin de obtener la capacidad portante del suelo y realizar el análisis y requerimiento de cimentación.



*Figura 5. Puntos de ensayo SPT.*

*Fuente: Equipo CONSTRUPLOT.*

Como resultado de estos ensayos tenemos que la capacidad portante del suelo es  $q_a=10$  T/m<sup>2</sup>. Y la recomendación del mismo, nos da que se debe tener una profundidad de desplante de  $D_f=2,00$ m.

Para el análisis de la estructura se realizaron ensayos de calicatas para obtener las características del plinto. A continuación, se muestra los resultados obtenidos en el ensayo, estos valores van acorde al número de golpes obtenidos dependiendo de cada estrato.

Tabla 6. Resultados de ensayos (capacidad de carga admisible).

PROFUNDIDAD EXCAVACIÓN (m)	P-1 qa (T/m <sup>2</sup> )	P-2 qa (T/m <sup>2</sup> )	P-3 qa (T/m <sup>2</sup> )
1.00 – 1.50	11	15	2
2.00 – 2.50	14	8	6
3.00 – 3.50	9	10	12
4.00 – 4.50	11	9	9
5.00 – 5.50	12	15	12
6.00 – 6.50	13	16	12

Fuente: Equipo CONSTRUPLOT.

En los anexos presentamos el informe correspondiente al estudio de suelos, mismo que fue realizado por la empresa CONSTRUPLOT, a cargo del Ing. Carlos Tuquerrez.

### 1.7.6 Cimentación

Para determinar la profundidad de las cimentaciones se realizaron calicatas en los ejes B7 y A8. Con este ensayo, se logró obtener las características de los cimientos que se presentan a continuación:

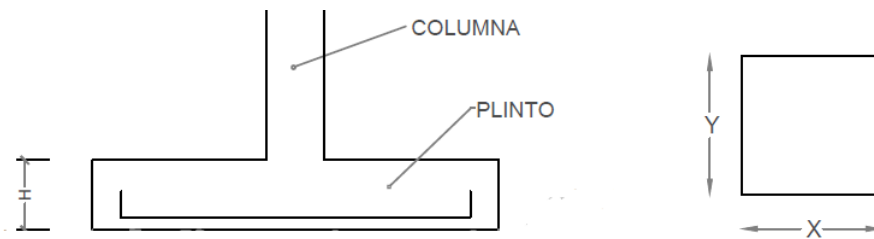


Figura 6. Detalles de plintos.

Plintos de columnas internas: Zapatas aisladas centrales.

**Df= 1.90 m**

**H=35cm**

**Y=1.60 m**

**X=1.60 m**

Plintos de columnas de borde: Zapatas aisladas excéntricas.

**Df=1.90 m**

**H=35cm**

**Y=1.60 m**

**X=1.60 m**

Los resultados de este ensayo nos dan a conocer las características de la cimentación. Cabe recalcar que la edificación ha estado asentada ahí durante aproximadamente 40 años, por lo tanto, en ese transcurso de tiempo no ha tenido fracturas ni fallas estructurales debido a asentamientos y/o cargas gravitacionales.

Otro detalle a tomar en cuenta en el análisis de la cimentación es que no existen cadenas de amarre y el contrapiso estaba asentado en el suelo natural con un espesor de 5cm.



*Fotografía 3. Calicata en eje 7B.*



*Fotografía 4. Calicata en el eje A8.*

### **1.7.7 Reconocimiento general de fisuras**

Las fisuras son problemas que se pueden dar en la estructura por diversos motivos como un inadecuado proceso constructivo, mala calidad de los materiales, agentes abrasivos del medio ambiente, agentes químicos, orgánicos, etc... Es importante reconocer las fisuras en los principales elementos estructurales, ya que esto indica un comportamiento deficiente de

dichos elementos, llegando a comprometer a la edificación y con ello provocar el colapso de la misma. Sin embargo, no se pueden dejar de lado las fisuras que pueden producirse en los elementos no estructurales, como en las paredes que son muy comunes en el medio, y es necesario determinar el porqué de dicha falla.

Con lo antes expuesto y considerando los tipos de fallas que se producen en una estructura, se ha realizado la inspección de la edificación con la finalidad de determinar la existencia de algún tipo de fisura, ya sea en los principales elementos estructurales o en los no estructurales.

Después de observar detenidamente toda la edificación, se determinó que la misma no posee ningún tipo de fisura en los elementos estructurales, ni en los elementos no estructurales.

## **1.7.8 Identificación de patologías**

### **1.7.8.1 Columna corta**

La interacción entre mampostería no estructural y columnas puede ocasionar columnas cortas, sobre esforzando a estas últimas.



*Fotografía 5. Columna corta eje D8.*



*Fotografía 6. Columna corta eje D3 y C3.*

### **1.7.8.2 Piso blando**

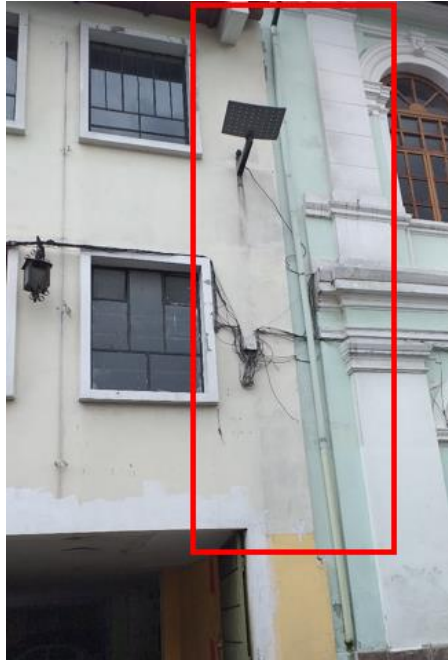
Se incluyen todas las irregularidades que afecten adversamente el desempeño del edificio. Nuestros códigos modernos identifican dos tipos: irregularidades en planta (pueden provocar demandas extraordinarias debido a respuestas torsionales) e irregularidades en elevación (pueden resultar en concentración de fuerzas o desplazamientos en ciertos niveles). En edificios antiguos no se tomaban en cuenta estas consideraciones al momento del diseño. En los diseños prescriptivos las irregularidades se castigan con factores. En análisis no lineales identifican automáticamente las concentraciones de esfuerzos provocadas por las irregularidades en configuración. Ejemplos de este tipo de deficiencia son pisos blandos. Los pisos blandos se definen en la NEC-SE-DS como aquel piso cuya rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior.



*Fotografía 7. Piso blando en la planta baja.*

### **1.7.8.3 Martilleo**

Esta condición es especialmente severa cuando las losas de los edificios no están alineadas a una misma altura, lo que provoca el choque de una losa muy rígida de un edificio con un elemento más frágil como paredes no estructurales o columnas de otro edificio.



*Fotografía 8. Bloques unidos, efecto martilleo.*

#### **1.7.8.4 Deficiencia de columnas**

Este tipo de deficiencia es el resultado de derivas excesivas en componentes estructurales pobremente detallados. La falta de rigidez puede no ser crítica en todos los niveles (en sistemas aporticados las derivas críticas ocurren en los niveles bajos), por lo que se debe añadir rigidez de tal manera que se reduzcan las derivas en los niveles que sea crítico.



*Fotografía 9. Deficiencia de columnas segunda planta.*

### 1.7.8.5 Nudo débil

La capacidad del nudo llega a ser importante al momento de que se le aplique cargas laterales a la edificación, a tal punto de que las fuerzas transmitidas sean muy grandes y este se convierta en el punto más crítico de la estructura y colapse.



Fotografía 10. Nudo débil columna B8.

### 1.7.8.6 Columna débil - viga fuerte

Esta patología llega a ser importante debido a que a cargas laterales la fuerza transmitida por la viga fuerte frente a una columna deficiente será muy grande, llegando al punto de afectar al nudo y provocar el colapso.



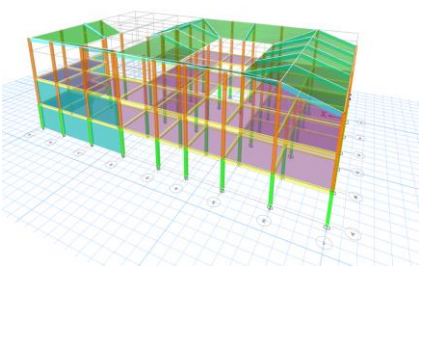


Fotografía 11. Columna débil - viga fuerte eje 8 cubierta.



## 1.8 EVALUACIÓN RÁPIDA DE VULNERABILIDAD

Se ha realizado una evaluación rápida en base al sistema estructural encontrado, llegando a la conclusión que la edificación tiene un alto índice de vulnerabilidad.

Tabla 7. Evaluación rápida de vulnerabilidad.

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES															
DATOS DE LA EDIFICACIÓN															
	Nombre del proyecto:		Sr. Maji Chimbolema Manuel y otros												
	Dirección:		San Blas - Quito												
	Sitio de referencia:		Calles Vicente León y Esmeraldas												
	Tipo de uso:		Residencial (Actual)								Fecha de evaluación:		09-jul-21		
	Año de construcción:		NN								Año de remodelación:		NN		
	Área de construcción (m2):		2255								Número de pisos:		3 PISOS		
	DATOS DEL PROFESIONAL														
	Nombre del Evaluador:		Ing. Darwin Quishpe												
	Cf:		1726114612												
	Registro SENEYC		 												
TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL															
Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado				C1	Pórtico Acero Laminado				S1				
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con muros estructurales				C2	Pórtico Acero Laminado con diagonales				S2				
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo				C3	Pórtico Acero Doblado en frío				S3				
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX	Pórtico Acero Laminado con muros estructurales de hormigón armado													
		H.Armado prefabricado				C4	Pórtico Acero con paredes mampostería				S4				
PUNTALES BÁSICOS, MODIFICACIONES Y PUNTAJE FINAL S															
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5		
Puntaje Básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2		
ALTURA DE LA EDIFICACIÓN															
Baja altura (menor a 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4		
Gran altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8		
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN															
Irregularidad vertical	-2.5	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1		
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5		
CÓDIGO DE LA CONSTRUCCIÓN															
Pre- código (construido antes de 1977) o auto construcción	0	-0.2	-1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.8	-1	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2		
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Post código moderno (construido a partir de 2001)	1	N/A	2.8	1	1.4	2.4	1.4	1	1.4	1.4	1	1.6	1		
TIPO DE SUELO															
Tipo de suelo C	0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4		
Tipo de suelo D	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6		
Tipo de suelo E	0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8		
<b>PUNTAJE FINAL, S</b>					-0.8										
GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA															
S<2.0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial				X	Informe elaborado por: Ing. Darwin Quishpe									
2.0>S>2.5	Media vulnerabilidad														
S>2.5	Baja vulnerabilidad														
<b>OBSERVACIONES:</b> La edificación usa el sistema aporticado con vigas bande de hormigón armado, no cuenta con planos estructurales previos a la construcción para determinar el armado, tanto de vigas y columnas.															

## 1.9 EVALUACIÓN DEL DIAGNÓSTICO FEMA.

En resumen, tomamos los parámetros indicados en la FEMA 547, para identificar las deficiencias de la estructura. A continuación, se presenta la tabla de resumen:

Tabla 8. Evaluación del diagnóstico.

COD	CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN
001	Resistencia global (Capacidad de carga)	Es común en edificios antiguos debido a una falta completa de diseño sísmico o por diseño con códigos antiguos que tenían requerimientos adecuados de resistencia. Se refiere a la resistencia lateral de los elementos verticales del sistema resistente a cargas laterales. Si se usaren métodos de fuerzas laterales equivalentes o procedimientos lineales estáticos para el análisis, una resistencia inadecuada se refiere a tener valores inaceptables de relaciones demanda/capacidad.
002	Rigidez global	Este tipo de deficiencia es el resultado de derivas excesivas en componentes estructurales pobremente detallados. La falta de rigidez puede no ser crítica en todos los niveles (en sistemas aporricados las derivas críticas ocurren en los niveles bajos), por lo que se debe añadir rigidez de tal manera que se reduzcan las derivas en los niveles que sea crítico.
003	Configuración	Se incluyen todas las irregularidades que afecten adversamente el desempeño del edificio. Nuestros códigos modernos identifican dos tipos: irregularidades en planta (pueden provocar demandas extraordinarias debido a respuestas torsionales) e irregularidades en elevación (pueden resultar en concentración de fuerzas o desplazamientos en ciertos niveles). En edificios antiguos no se tomaban en cuenta estas consideraciones al momento del diseño. En los diseños prescriptivos las irregularidades se castigan con factores. En análisis no lineales identifican automáticamente las concentraciones de esfuerzos provocadas por las irregularidades en configuración. Ejemplos de este tipo de deficiencia son pisos blandos. Los pisos blandos se definen en la NEC-SE-DS como aquel piso cuya rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior.
004	Transmisión (Trayectoria) de carga	La transmisión de carga o trayectoria de carga debe lograrse a través de que cada masa de cada elemento llegue a ser transmitida hasta el suelo. Una deficiencia de este tipo puede evitar que todos los atributos positivos de un buen sistema resistente a cargas sísmicas no sean efectivos.
005	Detallamiento de elementos	Detallamiento se refiere a las decisiones de diseño de cada elemento o componente más allá de la demanda nominal, es decir, en el rango no lineal (Ductilidad). Es importante identificar este tipo de deficiencias ya que se puede lograr un desempeño adecuado ajustando localmente el detallamiento sin tener que añadir nuevos elementos resistentes a cargas sísmicas. En el caso de columnas de hormigón, por ejemplo, se puede lograr un reforzamiento más eficiente mejorando la capacidad de deformación (más confinamiento) que reduciendo la demanda global de deformación (añadiendo nuevos elementos resistentes a carga sísmica).
006	Diafragmas (horizontales, no como los conocemos en nuestro medio)	Resistencia inadecuada a corte o flexión, rigidez o refuerzo alrededor de aberturas. Transferencia inadecuada de cortante a los elementos del sistema resistente a cargas laterales.
007	Cimentación	Puede ocurrir por la cimentación en sí misma (resistencia inadecuada a corte o flexión) o por un mecanismo inadecuado de transferencia entre la cimentación y el suelo (asentamientos excesivos, rotaciones, licuefacción). Muy difíciles de identificar (especialidad geotécnicos del equipo).
008	Edificios adyacentes (Martilleo)	Esta condición es especialmente severa cuando las losas de los edificios no están alineadas a una misma altura, lo que provoca el choque de una losa muy rígida de un edificio con un elemento más frágil como paredes no estructurales o columnas de otro edificio.
009	Deterioro de materiales	Si los materiales de los cuales están fabricados los elementos estructurales están dañados o seriamente deteriorados habrá un efecto adverso en el desempeño sísmico de un edificio en un sismo severo. En el caso de mampostería no estructural las grietas se producirán principalmente en el mortero de pega o en las juntas. En hormigón sin reforzar se puede producir agrietamiento debido a una contracción por fraguado excesiva, desconchamientos debido a temperaturas extremas o agregados reactivos y desintegración deida a agregados o agua contaminada, así como cemento defectuoso.
010	Columnas Cortas	La interacción entre mampostería no estructural y columnas puede ocasionar columnas cortas, sobreesforzando a estas últimas.

COD	CATEGORÍA DEFICIENCIA		CATEGORÍA REHABILITACIÓN				
	CATEGORÍA	DEFICIENCIA	I Añadir elementos	II Mejorar desempeño de elementos	III Mejorar conexiones	IV Reducir demanda sísmica	V Quitando elementos específicos
001	Resistencia global (Capacidad de carga)	Número insuficiente de pórticos o pórticos débiles	Muros de corte / Steel braced frames / pórticos de acero u hormigón	Incrementar tamaño de columnas y/o vigas		Remover pisos altos / Aislamiento sísmico / Amortiguamiento adicional	
		Longitud inadecuada de paredes exteriores	Muros de corte internos / Steel braced frames internos	Enchapado de paredes			
		Aberturas excesivamente grandes	Muros de corte internos / Steel braced frames internos	Enchapado de paredes			
		Columnas inadecuadas para volteo		Añadir confinamiento, añadir capacidad a tensión en superficie exterior de columnas			
		Mampostería débil o deteriorada	Muros de corte internos / Steel braced frames internos	Enchapado de paredes			
002	Rigidez global	Número insuficiente de pórticos o pórticos con rigidez inadecuada	Muros de corte / Steel braced frames / pórticos de acero u hormigón	Incrementar tamaño de columnas y/o vigas / Encamisados de hormigón, acero o fibras de columnas		Amortiguamiento adicional	Remover componentes que generen columnas cortas
003	Configuración	Piso débil o blando	Añadir rigidez o resistencia en el piso para equilibrar				
		Esquina (edificio en "L", en "C")	Añadir área de piso para minimizar el efecto de la esquina		Proveer de "chords" en diafragmas (losas)		
		Torsión en planta	Añadir muros, bracos o pórticos para equilibrar la torsión				
		Paredes falladas o causando torsión		Desacoplar paredes o convertirlos en elementos resistentes de carga lateral			Remover las paredes
004		Colectores inadecuados	Añadir colector	Reforzar el colector			

	Transmisión (Traectoria) de carga	Falla de paredes fuera del plano por anclaje o esbeltez de la pared		Proveer soportes (chicotes) Enchapados			Remover las paredes
005	Detallamiento de elementos	Falta de detallamiento dúctil: general		Mejorar las juntas		Aislamiento sísmico	
		Falta de detallamiento dúctil: columna fuerte – viga débil		Encamisado de columnas con fibras, acero u hormigón			
		Falta de detallamiento dúctil: resistencia inadecuada a corte en columnas y vigas					
		Falta de detallamiento dúctil: confinamiento para ductilidad o traslapes					
006	Diafragmas (horizontales, no como los conocemos en nuestro medio)	Capacidad inadecuada a corte en el plano	Muros de corte / Steel braced frames / pórticos de acero u hormigón	Recubrimiento con losas de relleno de hormigón armado o fibras			
		Capacidad inadecuada de los chords	Nuevos chords de hormigón o acero				
		Esfuerzos excesivos en aberturas e irregularidades	Añadir chords				Rellenar aberturas
007	Cimentación	CAPÍTULO APARTE (Ver capítulo 23 de FEMA 547)					
008	Edificios adyacentes (Martilleo)	XXXXX					
009	Deterioro de materiales		Muros de corte / Steel braced frames / pórticos de acero u hormigón	Encamisado de columnas y/o vigas con fibras, acero u hormigón			
010	Columnas Cortas						Retirar mampostería o elementos que ocasionen las columnas cortas

Fuente: FEMA 547.

## 2 CAPITULO: MODELO Y ANÁLISIS DE EVALUACIÓN

### 2.1 NORMATIVAS UTILIZADAS

Las siguientes son las principales normativas que se tomaron en cuenta para el diseño estructural:

- NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: NEC-SE-CG: Cargas (No sísmicas), NEC-SEDS: Peligro Sísmico y Diseño Sismoresistentes, NECSE-GC: Geotecnia y Cimentaciones, NEC-SE-VIVIENDA: Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m.
- FEMA 154 (Federal Emergency Management Agency)

### 2.2 MODELO DE EVALUACIÓN

#### 2.3 Descripción

El modelo matemático de la Estructura, se realizó mediante el software ETABS V19.0.0, este programa representa a la estructura mediante un modelo tridimensional y su análisis lo realiza mediante el Método de los Elementos Finitos.

Los valores que se toman para la resistencia a la compresión del hormigón  $f'_c$ , son aquellos que se obtuvieron en el levantamiento de información presentado en el capítulo 1 de este informe. Por otro lado, el acero de fluencia igualmente viene de los parámetros ya analizados anteriormente.

- Hormigón  $f'_c$ : 210 kg/cm<sup>2</sup>
- Acero de refuerzo  $f_y$ : 4200 kg/cm<sup>2</sup> (acero corrugado).

#### 2.3.1 Módulo de elasticidad

Otro de los datos de entrada con mucha importancia es el módulo de elasticidad del hormigón, mismo que considera la rigidez del sistema estructural de la edificación y resistencia de sus elementos. Para nuestro análisis utilizamos la formula descrita en el ACI 318-14, misma que se encuentra en función de la resistencia del hormigón  $E = 12500\sqrt{f'_c}$  [kg/cm<sup>2</sup>].

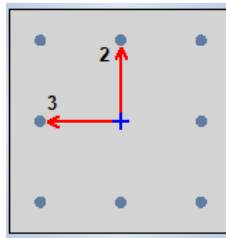
### 2.3.2 Inercia de las secciones agrietadas

En este caso, para el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera:

- $0.5 I_g$  para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- $0.8 I_g$  para columnas
- $0.6 I_g$  para muros estructurales.

$I_g$  = Valor no agrietado de la inercia de la sección transversal del elemento.

### 2.3.3 Secciones transversales y acero de refuerzo



- **Columnas**

<b>Design Type</b> <input checked="" type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column) <input type="radio"/> M3 Design Only (Beam)	<b>Rebar Material</b> Longitudinal Bars: FY 4200 Confinement Bars (Ties): FY 4200	
<b>Reinforcement Configuration</b> <input checked="" type="radio"/> Rectangular <input type="radio"/> Circular	<b>Confinement Bars</b> <input checked="" type="radio"/> Ties <input type="radio"/> Spirals	<b>Check/Design</b> <input checked="" type="radio"/> Reinforcement to be Checked <input type="radio"/> Reinforcement to be Designed
<b>Longitudinal Bars</b>		
Clear Cover for Confinement Bars		0.025 m
Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face		3
Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face		3
Longitudinal Bar Size and Area	14	0.000154 m <sup>2</sup>
Corner Bar Size and Area	14	0.000154 m <sup>2</sup>
<b>Confinement Bars</b>		
Confinement Bar Size and Area	10	0.000079 m <sup>2</sup>
Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis)		0.12 m
Number of Confinement Bars in 3-dir		2
Number of Confinement Bars in 2-dir		2

Figura 7. Acero de refuerzo para columna 30x30cm.

<b>Design Type</b> <input checked="" type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column) <input type="radio"/> M3 Design Only (Beam)		<b>Rebar Material</b> Longitudinal Bars: FY 4200 Confinement Bars (Ties): FY 4200	
<b>Reinforcement Configuration</b> <input checked="" type="radio"/> Rectangular <input type="radio"/> Circular		<b>Confinement Bars</b> <input checked="" type="radio"/> Ties <input type="radio"/> Spirals	
<b>Check/Design</b> <input checked="" type="radio"/> Reinforcement to be Checked <input type="radio"/> Reinforcement to be Designed			
<b>Longitudinal Bars</b>			
Clear Cover for Confinement Bars		0.025	m
Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face		4	
Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face		3	
Longitudinal Bar Size and Area	14	...	0.000154 m <sup>2</sup>
Corner Bar Size and Area	14	...	0.000154 m <sup>2</sup>
<b>Confinement Bars</b>			
Confinement Bar Size and Area	10	...	0.000079 m <sup>2</sup>
Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis)		0.12	m
Number of Confinement Bars in 3-dir		2	
Number of Confinement Bars in 2-dir		2	

Figura 8. Acero de refuerzo para columna 40x30cm.

- **Vigas**

En esta parte, cabe recalcar que al ser un sistema de vigas banda, es muy difícil llegar a identificar la cantidad y diámetros de acero utilizados sin realizar ensayos destructivos. Sin embargo, se identificó las secciones, tal y como se presentó en el capítulo 1.

### 2.3.4 Carga vertical

Para la aplicación del modelo matemático es necesario definir las cargas verticales actuantes sobre la estructura. Para esto tomamos las cargas referenciales propuestas por la NEC-SE-CG.

A continuación, se muestra la tabla de cálculos de carga muerta proyectada para la estructura, tanto de los entresijos como de la cubierta:

Tabla 9. Carga muerta de entresijos.

Carga muerta	Total	Unidades
Mampostería	0.180	Ton/m <sup>2</sup>
Instalaciones	0.008	Ton/m <sup>2</sup>
<b>Total</b>	<b>0.188</b>	<b>Ton/m<sup>2</sup></b>

Tabla 10. Carga muerta de cubierta.

Carga muerta	Total	Unidades
Teja artesanal	0.010	Ton/m <sup>2</sup>
Listones de madera	0.002	Ton/m <sup>2</sup>
<b>Total</b>	<b>0.012</b>	<b>Ton/m<sup>2</sup></b>

Y la tabla de consideraciones de cargas vivas según NEC-SE-CG:

Tabla 11. Valores de carga viva para diferentes ocupaciones.

Carga viva	Total	Unidades
Cubierta	0.070	Ton/m <sup>2</sup>
Oficinas	0.25	Ton/m <sup>2</sup>

Hay que tomar en cuenta que estamos considerando las cargas verticales que el modelo no va a considerar, ya que para elementos diseñados el programa ya considera los sus respectivas cargas.

### 2.3.5 Carga sísmica

La carga sísmica se ha colocado de acuerdo con las recomendaciones dadas por la NEC-SE-CG bajo las siguientes consideraciones:

El proyecto se encuentra en la ciudad de Quito, los factores sísmicos serán los que establece la Norma para esta ciudad. Por lo tanto, se diseñará de acuerdo con la normativa NEC-SE-DS.

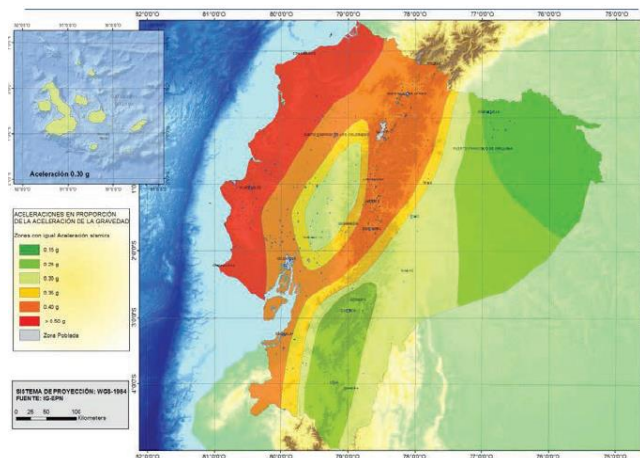


Figura 9. Valor del factor de zona Z.

Fuente: NEC, 2015.

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

Figura 10. Tipo de suelo y factores de sitio (Fa).

Fuente, NEC, 2015.

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

Figura 11. Factores de suelo y factores de sitio (Fd).

Fuente: NEC, 2015.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Figura 12. Factores de comportamiento inelástico del subsuelo (Fs).

Fuente: NEC, 2015.



Tabla 12. Datos para análisis estático.

DATOS	
I	1.00
$\phi_p$	1.00
$\phi_e$	0.90
R	3.00
n	2.48
Z	0.40
Suelo	D
Fa	1.20
Fd	1.19
Fs	1.28
r	1.00
Tc	0.70

Por otro lado, la NEC-SE-CG establece el valor del Cortante Basal de Diseño (V), mediante la siguiente expresión.

$$V = \left( I * \frac{S_a(T_a)}{R * \phi_p * \phi_e} \right) * W$$

Donde:

Sa (Ta)= Aceleración espectral/Espectro de Diseño en Aceleración.

$\phi_p$  y  $\phi_e$ = Coeficientes 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.

Ta= Periodo de vibración.

- **Coeficiente de Importancia**

Es el Coeficiente de Importancia tiene por objetivo incrementar el valor del Cortante Basal de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia

deben permanecer operativas o sufrir daños menores durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

Se toma el valor de coeficiente  $I=1$ , que corresponde a estructuras de ocupación normal de viviendas.

- **Factor e reducción de resistencia sísmica**

Es el factor  $R$  permite reducir el Cortante Basal de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el año se concentre en secciones especialmente detalladas y para funcionar como rótulas plásticas.

Para el caso de este análisis tomamos el valor de  $R=3$ , debido a los parámetros antes vistos en la evaluación y diagnóstico.

- **Irregularidad en planta**

Para la irregularidad en planta tomamos según la NEC-SE-DS, la tipo 2, debido a que tenemos una distribución de masas diferentes en la planta baja, la cual no tiene mampostería por ser destinada a parqueaderos.

**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.

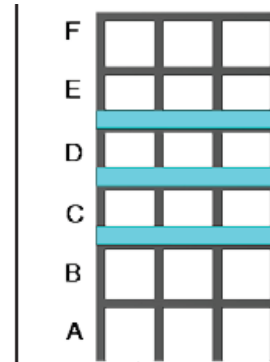


Figura 13. Irregularidad en planta tipo 2.

- **Espectro de Diseño en Aceleración**

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad), depende del período o modo de vibración de la estructura.

$$S_a = \eta * Z * F_a$$

Donde:

$\eta$  = Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T=0.1$  s) y el PGA (Valor de aceleración sísmica esperada en roca), para el periodo de retorno seleccionado.

$F_a$  = Coeficiente de Ampliación de suelo en la Zona de Periodo Corto.

$Z$  = Aceleración máxima en roca esperada para el sitio de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

$\eta = 1.8$  (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas)

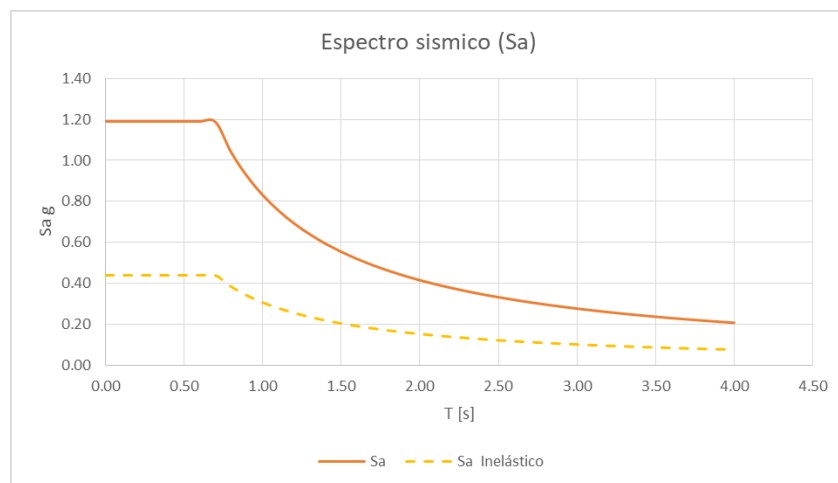
$\eta = 2.48$  (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos)

$\eta = 2.6$  (Provincias del Oriente)

$r = 1$ , para tipo de suelo A, B, C y D

$r = 1.5$ , para tipo de suelo E.

### 2.3.6 Espectro de diseño



### 2.3.7 Factores y combinaciones de carga

El proyecto será analizado de acuerdo con las normas NEC-SE-CG y NEC-SE-RE, cuyas combinaciones de carga de diseño son las siguientes:

COMB 1= 1.4D

COMB 2:  $1.2D+1.6L$

COMB 3=  $1.2D+L+SX$

COMB 4=  $1.2D+L-SX$

COMB 5=  $1.2D+L+SY$

COMB 6=  $1.2D+L-SY$

COMB 7=  $0.9D+SX$

COMB 8=  $0.9D-SX$

COMB 9=  $0.9D+SY$

COMB 10=  $0.9D-SY$

Donde,

D: Carga muerta total de la estructura

L: Sobrecarga (carga viva)

S: Efecto de las fuerzas sísmicas

## **2.4 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DEL MODELO**

### **2.4.1 Periodo de vibración**

Este dato es muy importante para posteriormente realizar el análisis estático y determinar el coeficiente que forma parte del cortante basal.

Cabe mencionar que el periodo fundamental que dio como resultado es  $T=0,9350$  s. Mientras que el periodo que se calculó por medio de la normativa fue  $T_a= 0.49$  s.

Con este resultado, ya podemos ir determinando el comportamiento deficiente de la estructura ante cargas sísmicas.

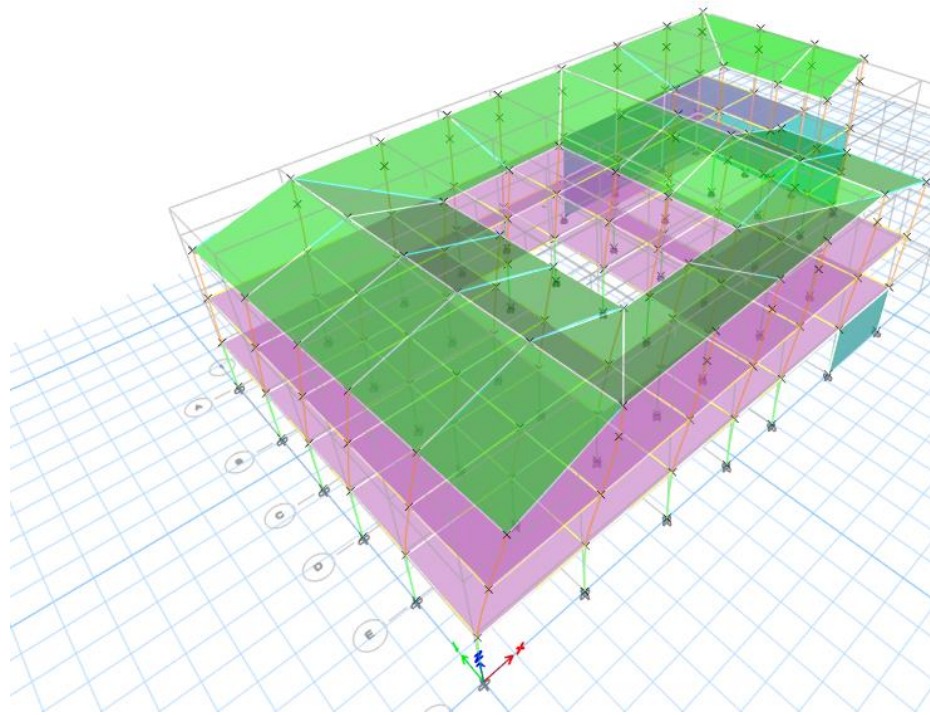


Figura 14. Periodo estructural. Modo de vibración 1.

## 2.4.2 Análisis estático

Para el análisis estático utilizamos la fórmula que se presentó anteriormente para determinar las cargas sísmicas, dicha fórmula se encuentra en función del peso de la estructura, por lo cual obtuvimos el valor por medio del modelo matemático  $W=Wr$ :

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf
Story4	Dead	LinStatic			Top	38.0125
Story4	Dead	LinStatic			Bottom	140.1929
Story3	Dead	LinStatic			Top	167.6658
Story3	Dead	LinStatic			Bottom	197.8866
Story2	Dead	LinStatic			Top	589.5713
Story2	Dead	LinStatic			Bottom	675.0604
Story1	Dead	LinStatic			Top	1066.1144
Story1	Dead	LinStatic			Bottom	1172.3754

Figura 15. Peso total de la estructura.

Con este resultado obtenemos el coeficiente para determinar el cortante basal mínimo que debe soportar la estructura.

A continuación, mostramos la tabla de resultados obtenida en este análisis. Hay que tomar en cuenta que este resultado también depende del periodo estructural obtenido en el análisis modal.

Tabla 13. Resultado análisis estático.

CHECK ANÁLISIS ESTÁTICO		
Sa	0.92	g
V	0.342	W
Wr [Ton]	1172.38	out ETABS
Vmin	400.95	Ton

### 2.4.3 Derivas

Al igual que el análisis de los modos de vibración de la estructura es fundamental el realizar un análisis de las derivas que presentaría una estructura ante un sismo, considerando que la Norma Ecuatoriana de la Construcción dispone que la deriva inelástica no puede superar el 2% de la altura de piso.

Los resultados se muestran a continuación:

Tabla 14. Resultados de derivas de piso.

CHECK DERIVAS		
DERIVAS MÁXIMAS	ELÁSTICAS out ETABS	INELÁSTICAS
Der X por SX	0.0148	3.33%
Der Y por SY	0.0237	5.33%
CHECK DER X	NO CUMPLE	
CHECK DER Y	NO CUMPLE	

Como podemos ver en los resultados, las derivas obtenidas sobrepasan el mínimo aceptado por la normativa NEC, 2015. Por otra parte, hay que tener en cuenta que si las derivas son altas, los elementos estructurales van a tener un factor demanda-capacidad muy alto (mayor a 1).

## 2.5 Participación de masa modal

Este análisis de participación modal nos ayuda a determinar el porcentaje de torsión que se está llevando cada uno de los modos de vibración.

Tabla 15. Participación modal.

MASS PARTICIPATING RATIOS														
CASE	MODE	PERIOD. sec	UX	UY	UZ	SUM UX	SUM UY	SUM UZ	RX	RY	RZ	SUM RX	SUM RY	SUM RZ
Modal	1	0.935	0.0703	0.4186	0	0.0703	0.4186	0	0.2688	0.0662	0.1737	0.2688	0.0662	0.1737
Modal	2	0.515	0.0133	0.1237	0	0.0835	0.5423	0	0.1561	0.0201	0.1297	0.4249	0.0864	0.3034
Modal	3	0.506	0.1609	0.0063	0	0.2444	0.5486	0	0.0213	0.4721	0.0116	0.4461	0.5584	0.315
Modal	4	0.375	0.0171	0.0029	0	0.2616	0.5515	0	0.1013	0.0238	0.0064	0.5474	0.5822	0.3214
Modal	5	0.349	0.0007	0.1434	0	0.2623	0.6949	0	0.1575	0.0546	0.0276	0.7049	0.6368	0.349
Modal	6	0.225	0.0361	0.1083	0	0.2984	0.8032	0	0.0336	3.87E-05	0.0644	0.7385	0.6368	0.4134
Modal	7	0.171	0.0097	0.0701	0	0.3081	0.8732	0	0.1794	0.0028	0.0383	0.9179	0.6397	0.4516
Modal	8	0.15	0.0001	0.0009	0	0.3082	0.8742	0	0.0003	7.61E-07	0.0031	0.9182	0.6397	0.4548
Modal	9	0.116	0.3188	0.0019	0	0.6269	0.876	0	0.0009	0.0001	0.1829	0.9191	0.6397	0.6377
Modal	10	0.098	0.0494	0.0052	0	0.6763	0.8813	0	0.0027	0.0019	0.0682	0.9217	0.6416	0.7059
Modal	11	0.083	0.008	0.0002	0	0.6844	0.8815	0	0.0002	0.0073	0.0006	0.9219	0.6489	0.7065
Modal	12	0.081	0.1737	0.0043	0	0.8581	0.8858	0	0.0038	0.2098	0.0155	0.9256	0.8587	0.7219

Mediante la tabla mostrada anteriormente, misma que fue obtenida por el software Etabs, podemos realizar el análisis de torsión. Tomando en cuenta que las normativas, tanto ACI 318-14, como NEC 2015, permiten que los primeros dos modos de vibración sean traslacional con un porcentaje máximo de torsión del 20% y el tercer modo tenga un porcentaje de torsión del 50%.

Tabla 16. Resultados de la participación de masas.

CHECK TORSIÓN		
<b>MODO 1</b>		
RX	0.2688	34.15%
RY	0.0662	
RZ	0.1737	
Σ	0.5087	NO CUMPLE
<b>MODO 2</b>		
RX	0.1561	42.40%
RY	0.0201	
RZ	0.1297	
Σ	0.3059	NO CUMPLE
<b>MODO 3</b>		
RX	0.0213	2.30%
RY	0.4721	
RZ	0.0116	
Σ	0.5050	CUMPLE

Como podemos ver en la anterior tabla, la estructura cuenta con un alto porcentaje a torsión en los dos primeros modos. En esta parte hay que tener en cuenta que las normativas mencionan que los dos primeros modos de vibración de la estructura son los más críticos, por lo tanto, se debe evitar tener un porcentaje de torsión elevado debido a que este es un factor el cual daña las estructuras hasta el punto de que sus elementos sobrepasen la resistencia y colapsen.

## 2.6 Evaluación de resistencia de elementos

Se revisaron las relaciones Demanda/Capacidad de las columnas en los diagramas de interacción respectivos. Los gráficos correspondientes se muestran a continuación:

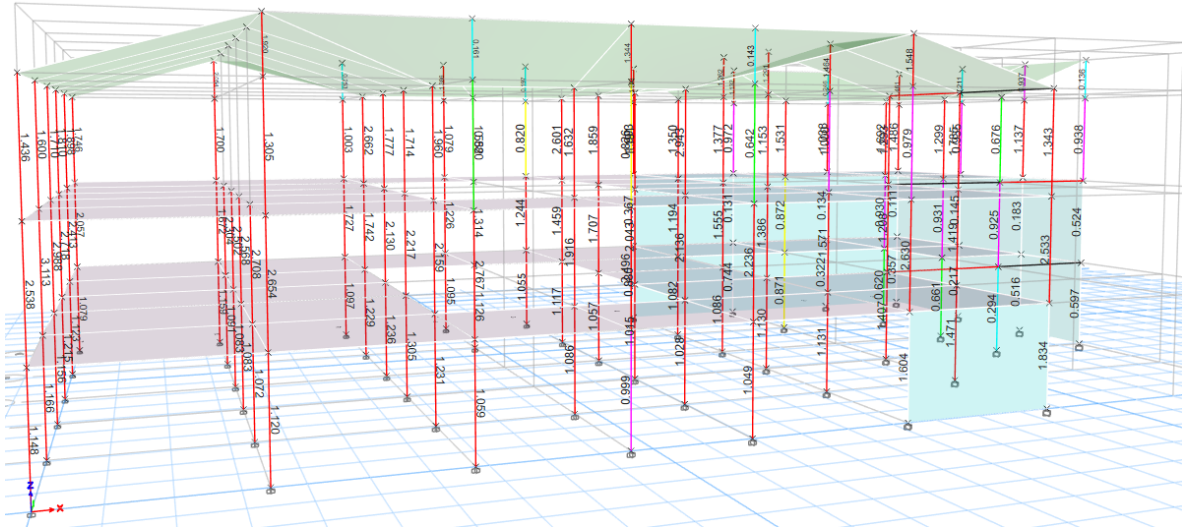


Figura 16. Demanda-Capacidad de la estructural en general.



Figura 17. Demanda-Capacidad pórtico 1.



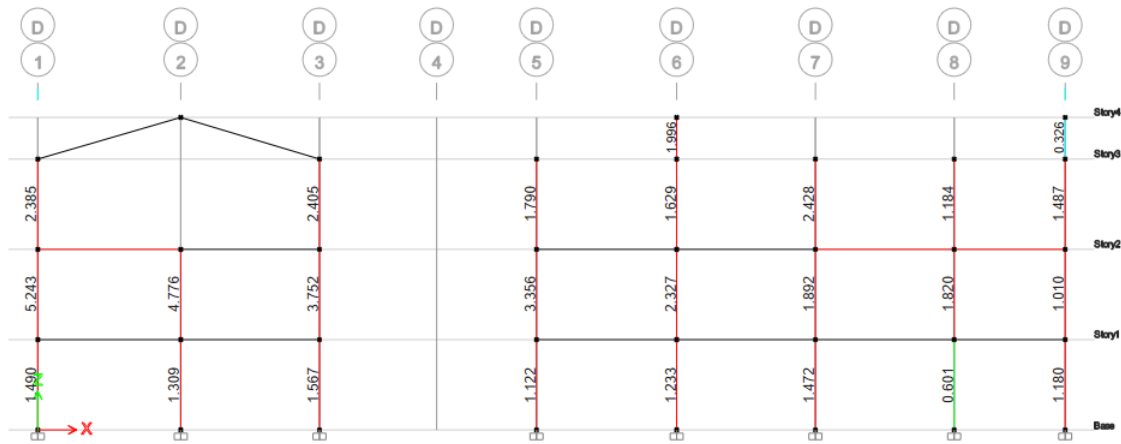


Figura 18. Demanda-Capacidad pórtico D.

A continuación, mostramos la columna con mayor demanda capacidad de la planta baja, siendo esta la F7, este resultado es obtenido debido al exceso porcentaje de torsión obtenido en la estructura. Y como podemos observar, el resultado es crítico debido al combo 9, mismo que considera cargas laterales.

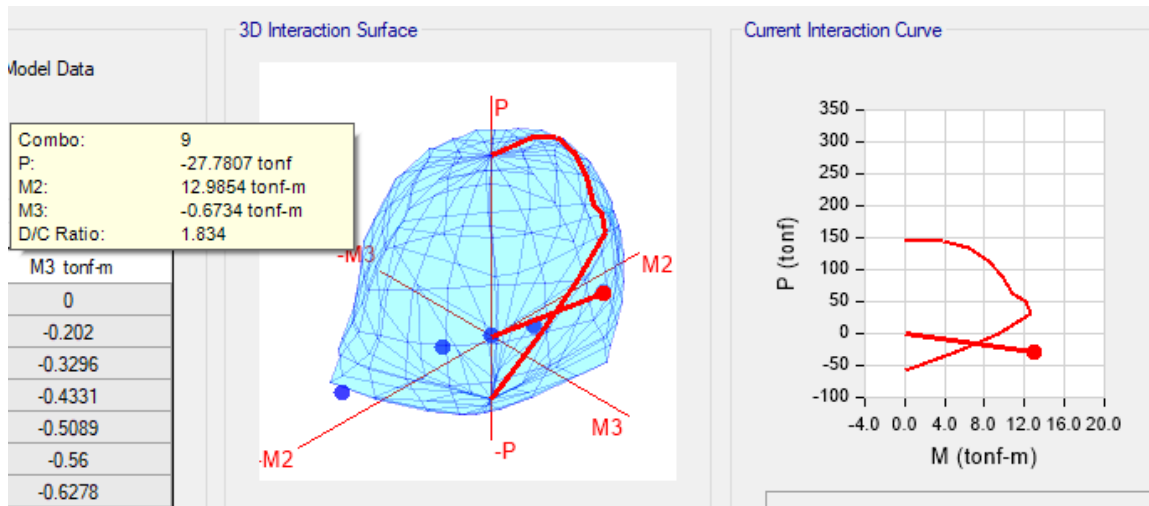


Figura 19. Demanda-Capacidad columna F7, planta baja.

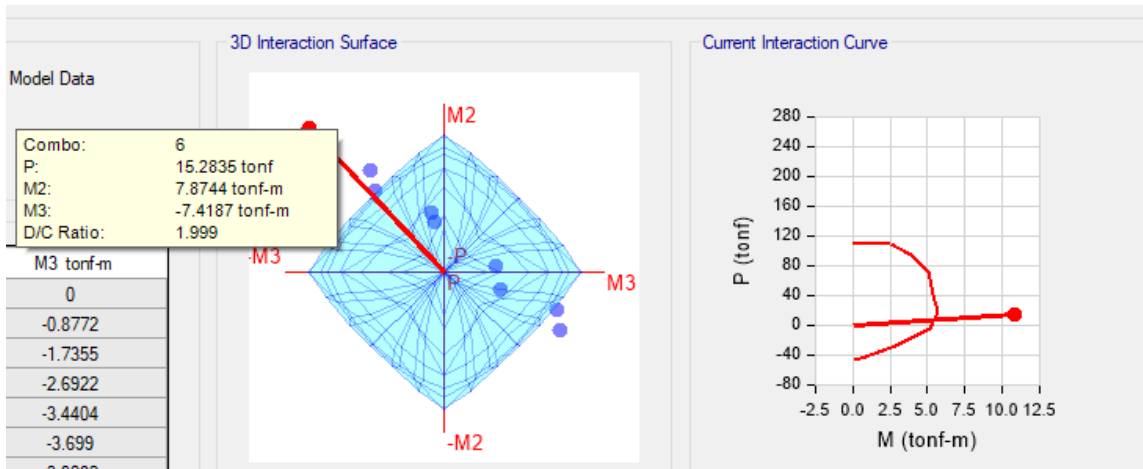


Figura 20. Demanda-Capacidad columna F3, primera planta.

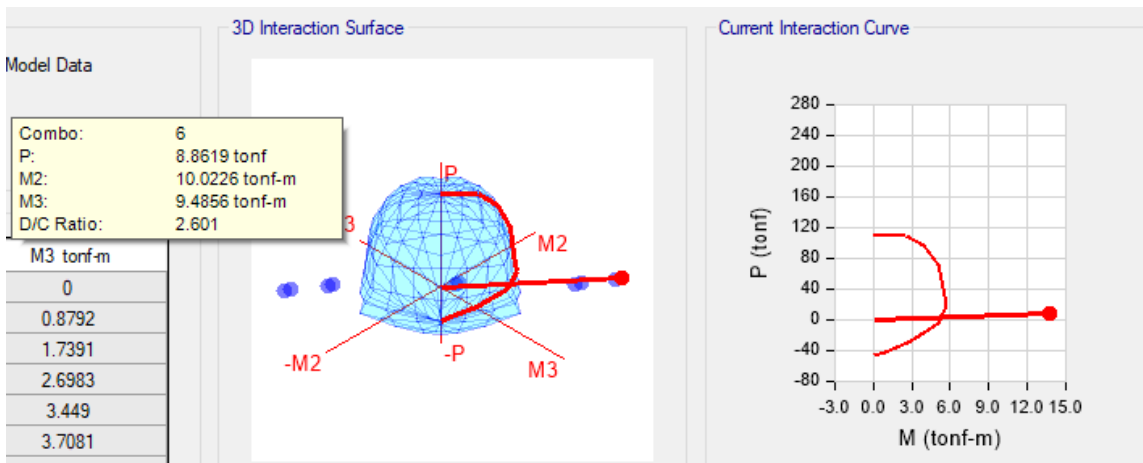


Figura 21. Demanda-Capacidad columna B5, segunda planta.

La demanda capacidad de las columnas mostradas anteriormente corresponden a los valores máximos encontrados en cada planta, esto se debe principalmente al efecto de torsión que encontramos en la estructura.

## 2.7 CONCLUSIONES

- El Periodo Fundamental tiene un valor de  $T=0,935$  s., mientras que el periodo se obtuvo por medio de los cálculos y la NEC fue de  $T_a= 0.49$  s, concluyendo que la estructura no posee un comportamiento adecuado ante la presencia de un evento sísmico.
- En el caso de las derivas de piso de la edificación se encuentra que sobrepasa los límites determinados por la norma es decir el 2% de la altura de piso y se tiene una

deriva inelástica máxima del 3.33% en el sentido "X" y 5.33% en el sentido "Y". Lo que indica que la estructura le falta rigidez.

- Por medio del análisis dinámico lineal realizado por el software ETABS v19.0.0, se determina que las columnas de la edificación poseen fallas por cizallamiento, falta de ductilidad, para las solicitaciones requeridas de la edificación. Mientras que, de los elementos sometidos a flexión, fallan debido a que son viga banda y no poseen la resistencia suficiente ante cargas laterales.

## **2.8 RECOMENDACIONES**

- Una de las principales recomendaciones por medio de lo que se dispuso en el presente capítulo es el de realizar un reforzamiento adecuado a la estructura ya que, la misma presenta diversos daños en sus principales elementos estructurales. Por medio de un análisis de cada una de las alternativas de solución y escogerse la que mejores resultados ofrezca a la estructura en funcionamiento, aplicación y estética.
- En vista de que la edificación sobrepasa los límites permitidos para las derivas de piso, se recomienda rigidizar la estructura, esto se debe realizar con el cuidado de que dicha solución no afecte a sus principales elementos estructurales.
- Es indispensable que después de la aplicación del reforzamiento a la estructura este sea evaluado de forma global en la misma, determinando así que dicho reforzamiento trabaja en conjunto con toda la estructura y no por separado.
- Uno de los sistemas de reforzamiento más adecuado para esta edificación es implementar muros estructurales con el fin de rigidizar la estructura global y así disminuir los efectos de torsión y derivas de piso.

## 3 CAPITULO: PROPUESTA DE REFORZAMIENTO

### 3.1 INTRODUCCIÓN

Con el desarrollo de los anteriores capítulos y en especial el capítulo 2, de la evaluación y diagnóstico se determinó que la estructura para el proyecto de rehabilitación “**Sr. Maji Chimbolema Manuel y otros**” requiere de un reforzamiento estructural ya que, la mayoría de sus principales elementos estructurales no cumplen con las solicitaciones propuestas por la estructura, contemplando que el comportamiento global de la edificación es inadecuado ante la posible presencia de un evento natural como son los sismos.

Principalmente la estructura posee los siguientes problemas:

- Las derivas de piso son superiores a la máxima permitida en la NEC (2015), por lo que es necesario rigidizar a la edificación.
- Los primeros modos de vibración exceden los límites de porcentaje de torsión, por lo tanto las solicitación de los elementos son elevados.
- Las columnas no tienen la capacidad suficiente para soportar las solicitaciones de la estructura. Además dichos elementos presentan fallas por falta de ductilidad y confinamiento.
- En el caso de los elementos a flexión como son las vigas presentan problemas para soportar fuerzas sísmicas debido a que su configuración está basado en pórticos de hormigón armado con vigas banda.

Es así que en el presente capítulo se propondrá las mejores alternativas que puedan ser empleadas en la edificación en estudio para solucionar cada una de las problemáticas mencionadas en la estructura.

### 3.2 OBJETIVOS

- Establecer una propuesta de reforzamiento para solucionar cada una de las problemáticas de la estructura de manera que después de su aplicación, la edificación pueda soportar cada una de las solicitaciones actuales y a su vez esta tenga un comportamiento adecuado ante la presencia de un sismo.

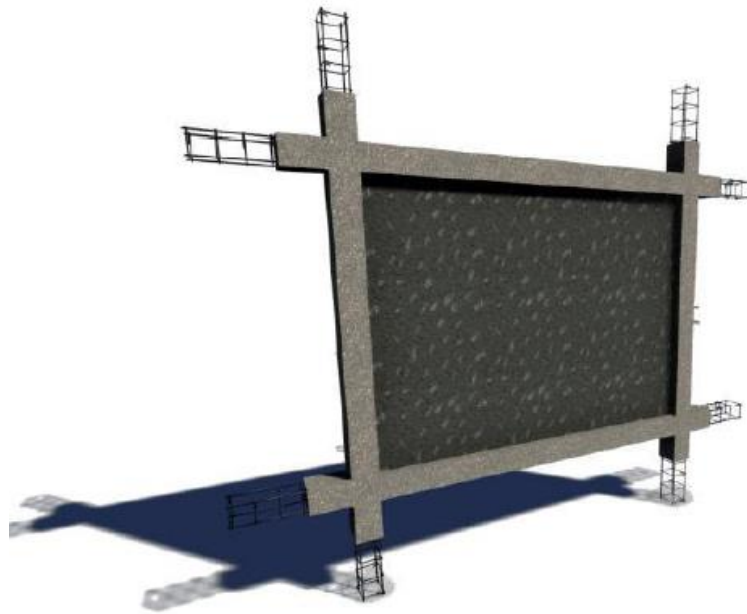
### 3.3 DETALLE DEL REFUERZO ESTRUCTURAL

#### 3.3.1 Enchapado de paredes

Mediante el enchapado de paredes se busca rigidizar a la estructura, por ello la ubicación de las mismas debe ser analizada cuidadosamente, para disminuir considerablemente las derivas de piso propias de la estructura en estudio. A continuación, se detalla su aplicación.

Se debe preparar a las paredes seleccionadas para el enchapado, empezando con la remoción de la pintura y el masillado, adicionalmente se debe realizar este procedimiento en una franja de 5 cm de ancho en el contorno de la pared.

Después se debe picar de manera manual el enlucido de la pared para que la misma tenga hendiduras hasta tomar una superficie rugosa, con la finalidad de que el mortero que se utilizará para el enchapado se pueda adherir sin inconvenientes. En la figura se puede observar la preparación de la pared.

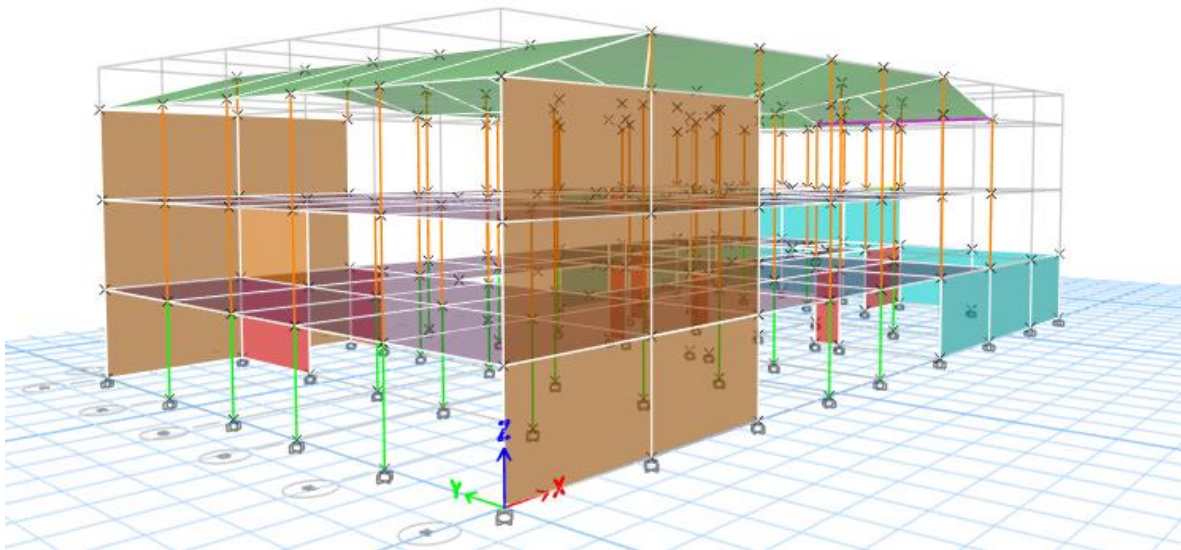


*Figura 22. Enchapado de paredes.*

Cada uno de los procedimientos antes mencionados se debe realizar de la manera más cuidadosa posible para evitar que se rompan los bloques de las paredes, además de garantizar que la superficie se encuentre completamente limpia de cualquier impureza.

Después se realizará una perforación mediante un taladro de broca de punta diamante de un diámetro de  $\frac{1}{2}$ " con una profundidad de 10 cm, en hilera de forma paralela al plano de la pared dentro de la franja de 5 cm que se dejó en un inicio, mientras que para unir completamente a la malla se realizarán perforaciones completas traspasando la pared cuando se enchape por los dos lados, mientras que si se enchapa la pared de un solo lado las perforaciones serán de una profundidad de 15 cm.

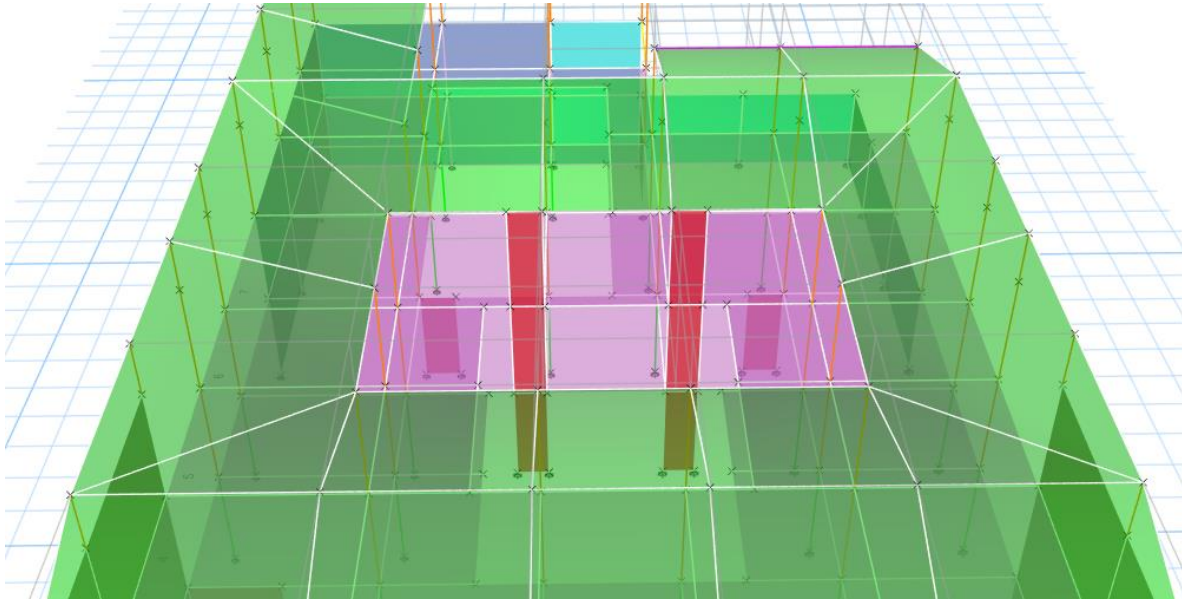
Los enchapados necesariamente se deben realizar en los ejes A 1-2, A 2-3 y F 1-2, F 2-3. Esto debido a que tenemos excesivas derivas de piso y con este procedimiento se controla las mismas. Así también, se realizara enchapados en el eje 2 A-B.



*Figura 23. Enchapado de paredes, ubicación.*

### **3.3.2 Muros de corte**

Los muros de corte son elementos importantes a implementarse debido a que tenemos diferencia de rigideces de piso, por lo tanto, es necesario equilibrar rigidizando la planta baja. Por otro lado, se utiliza los muros de corte para evitar el efecto de torsión y distorsión de la estructura.



*Figura 24. Muros de corte, ubicación.*

Estos muros están en la mayoría en la planta baja, correspondiente a los ejes 5, 6 y D. Hay que tomar en cuenta que estos elementos estructurales al ser diseñados a corte tienen la capacidad de absorber la suficiente energía, hasta tal punto de reducir los efectos de cortante en los demás elementos.

### **3.4 MOLDELO DE REFORZAMIENTO**

#### **3.4.1 Normativas**

Las siguientes son las principales normativas que se tomaron en cuenta para el diseño estructural:

- NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: NEC-SE-CG: Cargas (No sísmicas), NEC-SEDS: Peligro Sísmico y Diseño Sismoresistentes, NECSE-GC: Geotecnia y Cimentaciones, NEC-SE-VIVIENDA: Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m.

#### **3.4.2 Descripción**

Los valores que se toman para la resistencia a la compresión del hormigón  $f'c$ , son aquellos que se obtuvieron en el levantamiento de información presentado en el capítulo 1 de este

informe. Por otro lado, el acero de fluencia igualmente viene de los parámetros ya analizados anteriormente.

- Hormigón  $f'_c$ : 210 kg/cm<sup>2</sup>
- Acero de refuerzo  $f_y$ : 4200 kg/cm<sup>2</sup> (acero corrugado).

### 3.4.3 Módulo de elasticidad

Otro de los datos de entrada con mucha importancia es el módulo de elasticidad del hormigón, mismo que considera la rigidez del sistema estructural de la edificación y resistencia de sus elementos. Para nuestro análisis utilizamos la formula descrita en el ACI 318-14, misma que se encuentra en función de la resistencia del hormigón  $E = 12500\sqrt{f'_c}$  [kg/cm<sup>2</sup>].

### 3.4.4 Inercia de las secciones agrietadas

En este caso, para el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera:

- 0.5  $I_g$  para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- 0.8  $I_g$  para columnas
- 0.6  $I_g$  para muros estructurales.

$I_g$  = Valor no agrietado de la inercia de la sección transversal del elemento.

### 3.4.5 Carga vertical

Para la aplicación del modelo matemático es necesario definir las cargas verticales actuantes sobre la estructura. Para esto tomamos las cargas referenciales propuestas por la NEC-SE-CG.

A continuación, se muestra la tabla de cálculos de carga muerta proyectada para la estructura, tanto de los entresijos como de la cubierta:



Tabla 17. Carga muerta de entrepisos.

Carga muerta	Total	Unidades
Mampostería	0.180	Ton/m <sup>2</sup>
Instalaciones	0.008	Ton/m <sup>2</sup>
<b>Total</b>	<b>0.188</b>	<b>Ton/m<sup>2</sup></b>

Tabla 18. Carga muerta de cubierta.

Carga muerta	Total	Unidades
Teja artesanal	0.010	Ton/m <sup>2</sup>
Listones de madera	0.002	Ton/m <sup>2</sup>
<b>Total</b>	<b>0.012</b>	<b>Ton/m<sup>2</sup></b>

Y la tabla de consideraciones de cargas vivas según NEC-SE-CG:

Tabla 19. Valores de carga viva para diferentes ocupaciones.

Carga viva	Total	Unidades
Cubierta	0.070	Ton/m <sup>2</sup>
Oficinas	0.25	Ton/m <sup>2</sup>

Hay que tomar en cuenta que estamos considerando las cargas verticales que el modelo no va a considerar, ya que para elementos diseñados el programa ya considera los sus respectivas cargas.

### 3.4.6 Carga sísmica

La carga sísmica se ha colocado de acuerdo con las recomendaciones dadas por la NEC-SE-CG bajo las siguientes consideraciones:

El proyecto se encuentra en la ciudad de Quito, los factores sísmicos serán los que establece la Norma para esta ciudad. Por lo tanto, se diseñará de acuerdo con la normativa NEC-SE-DS.

### 3.4.7 Espectro de diseño

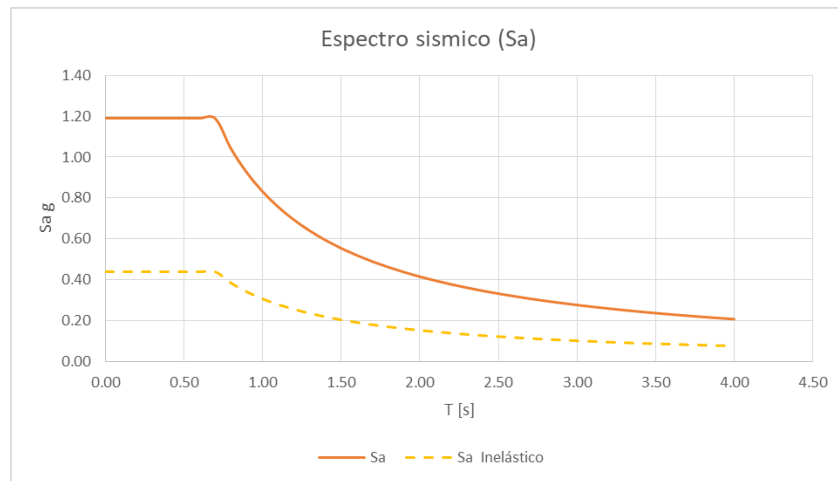


Figura 25. Espectro de diseño, reforzamiento.

### 3.4.8 Factores y combinaciones de carga

El proyecto será analizado de acuerdo con las normas NEC-SE-CG y NEC-SE-RE, cuyas combinaciones de carga de diseño son las siguientes:

COMB 1= 1.4D

COMB 2: 1.2D+1.6L

COMB 3= 1.2D+L+SX

COMB 4= 1.2D+L-SX

COMB 5= 1.2D+L+SY

COMB 6= 1.2D+L-SY

COMB 7= 0.9D+SX

COMB 8= 0.9D-SX

COMB 9= 0.9D+SY

COMB 10= 0.9D-SY

Donde,

D: Carga muerta total de la estructura

L: Sobrecarga (carga viva)

S: Efecto de las fuerzas sísmicas

### 3.5 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE REFORZAMIENTO

#### 3.5.1 Análisis estático

El sistema de reforzamiento utilizado es la implementación de muros estructurales y enchapados de paredes, por lo tanto se utilizan las secciones anteriormente descritas (capítulo 2).

Para el análisis estático utilizamos la fórmula que se presentó para determinar las cargas sísmicas, dicha fórmula se encuentra en función del peso de la estructura, por lo cual obtuvimos el valor por medio del modelo matemático  $W=Wr$ :

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf
Story4	Dead	LinStatic			Top	37.3955
Story4	Dead	LinStatic			Bottom	119.967
Story3	Dead	LinStatic			Top	146.1427
Story3	Dead	LinStatic			Bottom	196.1204
Story2	Dead	LinStatic			Top	629.0449
Story2	Dead	LinStatic			Bottom	738.1952
Story1	Dead	LinStatic			Top	1171.0387
Story1	Dead	LinStatic			Bottom	1358.8452

Figura 26. Peso total de la estructura, reforzamiento.

Con este resultado obtenemos el coeficiente para determinar el cortante basal mínimo que debe soportar la estructura.

A continuación, mostramos la tabla de resultados obtenida en este análisis.

Tabla 20. Resultado análisis estático.

CHECK ANÁLISIS ESTÁTICO		
Sa	0.92	g
V	0.342	W
Wr [Ton]	1358.85	out ETABS
Vmin	464.73	Ton

### 3.5.2 Derivas

Con la implementación de los muros y enchapados de paredes se pudo controlar y estar dentro de las derivas permisibles.

Tabla 21. Derivas de piso, reforzamiento.

CHECK DERIVAS		
DERIVAS MÁXIMAS	ELÁSTICAS out ETABS	INELÁSTICAS
Der X por SX	0.00382	0.86%
Der Y por SY	0.00797	1.79%
CHECK DER X	CUMPLE	
CHECK DER Y	CUMPLE	

### 3.5.3 Participación Modal de masas.

Este análisis de participación modal nos ayuda a determinar el porcentaje de torsión que se está llevando cada uno de los modos de vibración.

Tabla 22. Participación modal, reforzamiento.

MASS PARTICIPATING RATIOS														
CASE	MODE	PERIOD. sec	UX	UY	UZ	SUM UX	SUM UY	SUM UZ	RX	RY	RZ	SUM RX	SUM RY	SUM RZ
Modal	1	0.361	0.003	0.0366	0	0.003	0.0366	0	0.1281	0.0111	0.0184	0.1281	0.0111	0.0184
Modal	2	0.322	0.0039	0.2547	0	0.0069	0.2913	0	0.5461	0.0058	0.0354	0.6743	0.0168	0.0539
Modal	3	0.168	0.0284	0.019	0	0.0353	0.3103	0	0.0564	0.0944	0.1331	0.6765	0.0913	0.187
Modal	4	0.139	0.3292	0.0012	0	0.3646	0.3115	0	0.0021	0.51	0.0342	0.6786	0.6013	0.2211
Modal	5	0.13	0.0035	0.4177	0	0.368	0.7292	0	0.0126	0.0042	0.0545	0.6912	0.6055	0.2757
Modal	6	0.106	0.0013	0.0013	0	0.3693	0.7305	0	0.0015	0.0007	0.0069	0.6927	0.6062	0.2825
Modal	7	0.097	0.0027	0.0012	0	0.3719	0.7317	0	0.0009	0.0017	0.0006	0.6936	0.6079	0.2831
Modal	8	0.083	0.02	0.0098	0	0.392	0.7415	0	0.0049	0.0048	0.2344	0.6986	0.6127	0.5175
Modal	9	0.077	0.3069	0.0108	0	0.6989	0.7523	0	1.20E-05	0.004	0.0337	0.6986	0.6167	0.5513
Modal	10	0.073	0.0406	0.0042	0	0.7395	0.7565	0	0.0115	0.0029	0.0636	0.7101	0.6196	0.6148
Modal	11	0.069	0.0164	0.0062	0	0.7559	0.7627	0	0.0101	0.0039	0.0004	0.7203	0.6235	0.6152
Modal	12	0.065	0.0025	0.0089	0	0.7584	0.7716	0	0.0133	0.0033	0.0023	0.7335	0.6269	0.6175

Mediante la tabla mostrada anteriormente, misma que fue obtenida por el software Etabs, podemos realizar el análisis de torsión. Tomando en cuenta que las normativas, tanto ACI 318-14, como NEC 2015, permiten que los primeros dos modos de vibración sean traslacional con un porcentaje máximo de torsión del 20% y el tercer modo tenga un porcentaje de torsión máximo de 50%.

Tabla 23. Resultados de la participación de masas, reforzamiento.

CHECK TORSIÓN		
<b>MODO 1</b>		
RX	0.1281	11.68%
RY	0.0111	
RZ	0.0184	
$\Sigma$	0.1576	CUMPLE
<b>MODO 2</b>		
RX	0.5461	6.03%
RY	0.0058	
RZ	0.0354	
$\Sigma$	0.5873	CUMPLE
<b>MODO 3</b>		
RX	0.0564	46.88%
RY	0.0944	
RZ	0.1331	
$\Sigma$	0.2839	CUMPLE

Como podemos ver en la tabla, el hecho de implementar muros estructurales nos ayuda a controlar las derivas y por ende la torsión. Este resultado ya nos puede dar una visión de cómo se van a comportar los elementos ante cargas sísmicas.

### 3.5.4 Análisis dinámico

La NEC 2015, nos menciona que para el análisis dinámico el cortante basal mínimo es el 80% del cortante basal mínimo estático.

Tabla 24. Análisis dinámico, reforzamiento.

CHECK V. DINÁMICO		
Vmin	371.78	Ton
Vx [Ton]	<b>371.84</b>	ETABS out
Vy [Ton]	<b>371.80</b>	ETABS out

Como podemos verificar en la tabla, los resultados tanto en el sentido “X” como en “Y” cumplen con este porcentaje.

### 3.5.5 Resistencia de los elementos

Una vez ya que se hayan corregido las derivas y torsión en el edificio pasamos al análisis de los resultados de los elementos diseñados, cabe recalcar que las secciones utilizadas son las mismas que se utilizaron en el capítulo dos, correspondiente al análisis de la estructura actual.

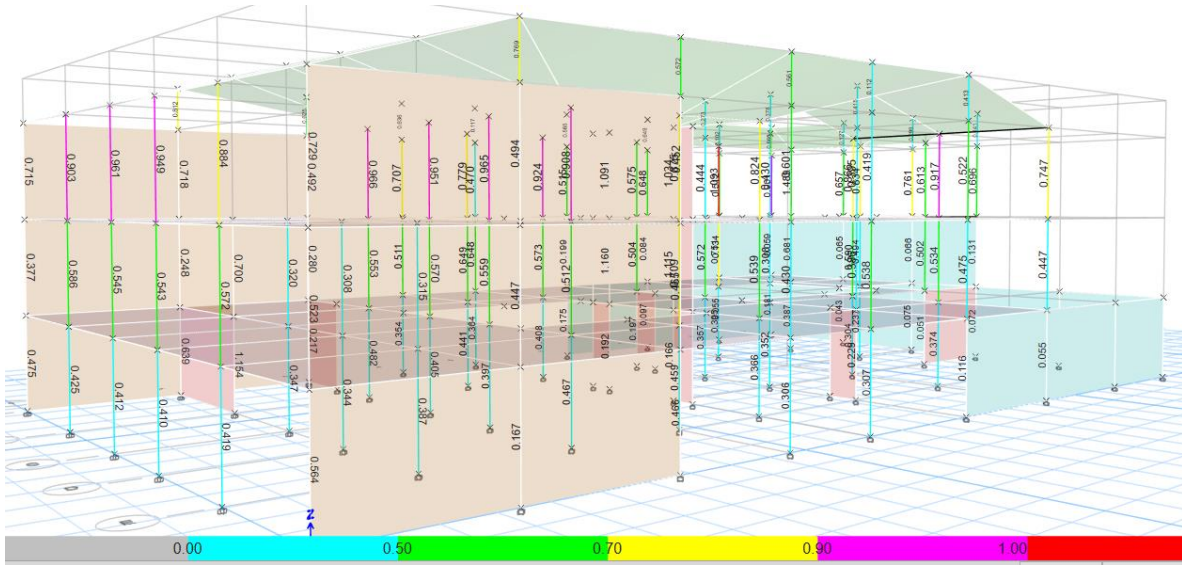


Figura 27. Demanda capacidad de los elementos, reforzamiento.

Una de las columnas que está trabajando al límite de su capacidad es la D1, sin embargo, el resultado de este reforzamiento es óptimo debido que las demanda requerida anteriormente sobrepasaba el 200%.

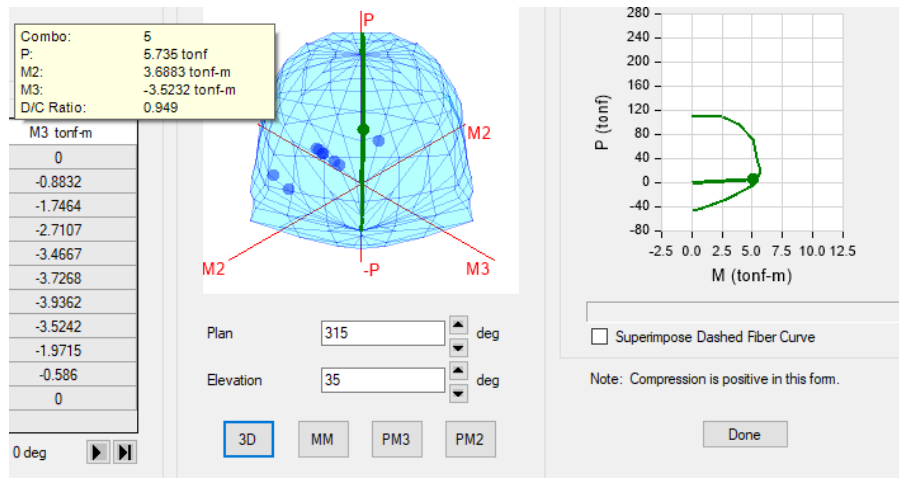


Figura 28. Demanda capacidad de los elementos, reforzamiento.

### 3.6 CONCLUSIONES

- Una vez terminado el análisis del reforzamiento, concluimos que cambiar el sistema estructural de esta edificación es la forma más viable para corregir la sobredemanda de los elementos estructurales, cabe recalcar que otro método de reforzamiento será el encamisado por ángulos, con el fin de dar rigidez a los elementos, sin

embargo, al ser una edificación suficientemente extensa, el costo de este reforzamiento sería extenso.

- Por otro lado, este sistema de reforzamiento además de ayudarnos a corregir las derivas existentes y torsión, ayuda a dar rigidez al piso blando existente en la edificación.
- El sistema de reforzamiento por muros de corte además de dar rigidez a la edificación global, ayuda a absorber la cantidad suficiente de energía al momento de que la edificación se exponga a cargas verticales, provocando así que los demás elementos trabajen de manera óptima.
- Este análisis estructural está basado en diferentes normativas nacionales e internacionales, por ello, hay que recalcar que al ser una estructura de importancia normal (1), las solicitaciones a cumplirse serán en base al nivel considerado.

### **3.7 RECOMENDACIONES**

- El sistema de muros de corte implementados ayuda a darle rigidez a la planta baja, sin embargo, se recomienda ubicar paredes en lugares que no interrumpen la arquitectura del lugar, así se podrá igualar la rigidez por piso.
- Cabe recalcar que en este capítulo se realizó el reforzamiento de la estructura global, por lo tanto, las patologías mencionadas en el capítulo 1 deben ser corregidas en base al cuadro propuesto en la evaluación y diagnóstico FEMA 154.

## **4 AUTORÍA**

Certifico que este informe fue desarrollado por el profesional en la materia de manera integral y apegado a las normas de ingeniería y ética profesional.

---

ING. DARWIN ALEXIS QUISHPE COYAGO  
REG. SENESCYT: 1038-2020-2181398