

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL**



**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL BLOQUE A1 DE LA**  
**“I.E. EMBLEMATICA JAEN DE BRACAMOROS”,**  
**PROVINCIA DE JAÉN-CAJAMARCA**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE**  
**INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADO POR:**  
**JENNER KIMBEL RAMOS DÍAZ**

**ASESOR:**  
**M.Cs.ING. MAURO AUGUSTO CENTURION VARGAS**

**Cajamarca – Perú**

**2018**

## **AGRADECIMIENTO**

**Agradezco a mi familia, a Dios y al M.Cs.Ing. Mauro Augusto Centurión Vargas, por el asesoramiento de la presente tesis.**

## **DEDICATORIA**

**A Dios, que guio mis pasos desde el cielo: a mí madre Tereza, por su esfuerzo; a mí padre José, por su cariño; a mis hermanas Vanessa, Milagros, Cielo, por el apoyo incondicional que siempre me brindaron; al amor de mi vida Rafaela, que estuvo siempre a mi lado apoyándome.**

## ÍNDICE DE CONTENIDO

CARATULA.....	i
AGRADECIMIENTO.....	ii
DEDICATORIA.....	iii
INDICE DE CONTENIDO.....	iv
INDICE DE TABLAS.....	vi
INDICE DE FIGURAS.....	viii
RESUMEN.....	x
ABSTRACT.....	xi
CAPITULO I: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	2
1.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	2
1.5 ALCANCES O DELIMITACIONES DE LA INVESTIGACION.....	2
1.6 LIMITACIONES.....	3
1.7 HIPÓTESIS.....	3
1.8 OBJETIVOS:.....	3
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO.....	4
2.1 ANTECEDENTES DEL ESTUDIO.....	4
2.1.1 ANTECEDENTES INTERNACIONALES.....	4
2.1.2 ANTECEDENTES NACIONALES.....	4
2.1.3 ANTECEDENTES LOCALES.....	5
2.2 BASES TEORICAS.....	7
2.2.1 Análisis Estático.....	7
2.2.2 Análisis Dinámico.....	7
2.2.3 Análisis Modal Espectral.....	7
2.2.4 Brazo rígido.....	8
2.2.5 Diafragma rígido.....	8
2.2.6 parámetros de análisis de la norma sísmica E.030.....	8
2.2.7 Verificación de los componentes estructurales.....	16
2.2.7.1 losas aligeradas.....	16
2.2.7.2 Vigas.....	18
2.2.7.3 Columnas.....	22
2.2.7.4 Albañilería.....	25
2.2.8 Procedimiento de análisis.....	25
2.2.8.1 Descripción.....	25
2.2.8.2 Normas empleadas.....	26



2.2.8.3	<b>Especificaciones de los materiales</b> .....	26
2.2.8.4	<b>Características del terreno de fundación</b> .....	27
2.2.8.5	<b>Estructuración del bloque A1 del pabellón A</b> .....	27
2.2.8.6	<b>Cargas</b> .....	28
2.2.8.7	<b>Combinación de cargas</b> .....	29
2.2.8.8	<b>Solicitaciones y factores de reducción</b> .....	29
	<b>CAPITULO III: MATERIALES Y METODOS</b> .....	30
3.1	<b>Ubicación Geográfica de la Zona de Estudio</b> .....	30
3.2	<b>Tipo y Diseño de la Investigación</b> .....	34
3.3	<b>Población y Muestra</b> .....	34
3.4	<b>Procedimiento</b> .....	34
3.4.1	<b>Materiales</b> .....	35
3.4.2	<b>Metrado de cargas</b> .....	37
3.4.3	<b>Análisis sísmico</b> .....	43
	<b>CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS</b> .....	50
4.1	<b>Presentación de los resultados</b> .....	50
4.1.1	<b>Desplazamientos para el análisis estático</b> .....	50
4.1.2	<b>Cortante en la base para el análisis estático</b> .....	51
4.1.3	<b>Desplazamientos para el análisis dinámico</b> .....	52
4.1.4	<b>Cortante en la base para el análisis dinámico</b> .....	53
4.1.5	<b>Fuerzas en los elementos estructurales</b> .....	54
4.1.6	<b>Verificación del Diseño en los Elementos Estructurales</b> .....	60
	<b>CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....	77
5.1	<b>Conclusiones</b> .....	77
5.2	<b>Recomendaciones</b> .....	77
	<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	78

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1: Factor de zona (Z), fuente: Norma sísmica E.030.....	9
Tabla N° 2: resume valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo .....	9
Tabla N° 3: Factor de suelo .....	10
Tabla N° 4: De Periodos TL y Tp.....	10
Tabla N° 5: Categoría de las edificaciones y factor “U” .....	12
Tabla N° 6: Sistemas Estructurales .....	13
Tabla N° 7: Limites De Desplazamiento entre pisos .....	15
Tabla N° 8: Cuantías mínimas por contracción y temperatura según la Norma E.060. .....	18
Tabla N° 9: Factores de reducción .....	29
Tabla N° 10: Peso de las cargas muertas para concreto armado en Columnas .....	39
Tabla N° 11: Peso de las cargas muertas para concreto armado en Muros portantes	39
Tabla N° 12: Peso de las cargas muertas para concreto armado en Vigas de sección (0.25x0.60).....	40
Tabla N° 13: Peso de Cargas muertas según la Norma E.020 para losas de 0.20m de espesor. ....	41
Tabla N° 14: Peso de cargas muertas para albañilería de ladrillos con huecos. ....	41
Tabla N° 15: Peso de cargas muertas para Acabados. ....	42
Tabla N° 16: Peso de cargas vivas.....	42
Tabla N° 17: Peso Sísmico .....	46
Tabla N° 18: Aceleración espectral .....	49
Tabla N° 19: Calculo de desplazamientos en dirección X. ....	50
Tabla N° 20: Calculo de desplazamientos en dirección Y. ....	51
Tabla N° 21: Calculo de desplazamientos en dirección X. ....	52
Tabla N° 22: Calculo de desplazamientos en dirección Y. ....	53
Tabla N° 23: Verificación del diseño por flexión del aligerado.....	60
Tabla N° 24: Verificación del diseño por flexión del aligerado.....	61
Tabla N° 25: Fuerzas axiales y momentos flectores.....	62
Tabla N° 26: Combinación de carga Pu y Mu para la columna en estudio .....	62
Tabla N° 27: Fuerzas axiales y momentos flectores.....	65
Tabla N° 28: Combinación de carga Pu y Mu para la columna en estudio .....	65

<b>Tabla N° 29: Fuerzas axiales y momentos flectores.....</b>	<b>68</b>
<b>Tabla N° 30: Combinación de carga Pu y Mu para la columna en estudio .....</b>	<b>68</b>
<b>Tabla N° 31: Fuerzas axiales y momentos flectores.....</b>	<b>71</b>
<b>Tabla N° 32: Fuerzas axiales y momentos flectores.....</b>	<b>71</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 1: Distribución de zonas sísmicas dentro del territorio nacional, Fuente: Norma Sísmica E.030.....	9
Figura N° 2: Características geométricas de una losa aligerada. ....	16
Figura N° 3: Distribución general en bloques de la Institución Educativa “Jaén de Bracamoros”. ....	25
Figura N° 4: Esquema estructural de la planta primer piso de la Institución Educativa Jaén de Bracamoros. ....	28
Figura N° 5: Ubicación en america del sur .....	30
Figura N° 6: Ubicación en el Perú. ....	31
Figura N° 7: Ubicación en la Región Cajamarca .....	32
Figura N° 8: Ubicación en la Provincia de Jaén.....	33
Figura N° 9: Imagen satelital del lugar de estudio .....	33
Figura N° 10: Característica del concreto. ....	35
Figura N° 11: Característica del acero. ....	36
Figura N° 12: Característica del acero. ....	37
Figura N° 13: Distribución de columnas, placas, vigas .....	38
Figura N° 14: Asignación de la cortante en la dirección X.....	47
Figura N° 15: Asignación de la cortante en la dirección Y ¡Error! Marcador no definido.	
Figura N° 16: Formas Como Varía la Aceración en un Sismo Teóricamente .....	49
Figura N° 17: Desplazamiento que nos da el ETABS Del Sismo en la Dirección X .....	50
Figura N° 18: Desplazamiento que nos da el ETABS Del Sismo en la Dirección Y .....	51
Figura N° 19: Fuerza cortante en la base en la dirección X del análisis estático.....	51
Figura N° 20: Fuerza cortante en la base en la dirección Y del análisis estático.....	51
Figura N° 21: Desplazamiento que nos da el ETABS Del Sismo en la DirecciónX.....	52
Figura N° 22: Desplazamiento que nos da el ETABS Del Sismo en la Dirección Y .....	52
Figura N° 23: Fuerza cortante en la base en la dirección X del análisis dinámico.....	53
Figura N° 24: Fuerza cortante en la base en la dirección X del análisis dinámico.....	53
Figura N° 25: Distribución de momentos flectores en el aligerado en primer nivel ...	54
Figura N° 26: Distribución de cortantes en el aligerado en primer nivel .....	55
Figura N° 27: Envolvente de diagrama de momentos flectores, vista frontal .....	56
Figura N° 28: Envolvente de diagrama de momentos flectores, vista lateral .....	56

<b>Figura N° 29: Envolvente del diagrama de fuerza cortante, vista frontal .....</b>	<b>57</b>
<b>Figura N° 30: Envolvente del diagrama de fuerza cortante, vista lateral .....</b>	<b>57</b>
<b>Figura N° 31: Momentos flectores debido a la combinación envolvente. ....</b>	<b>58</b>
<b>Figura N° 32: Fuerzas cortantes debido a la combinación envolvente. ....</b>	<b>59</b>
<b>Figura N° 33: Fuerzas axiales en muro portante.....</b>	<b>60</b>
<b>Figura N° 34: Columna T, especificado en planos de estructuras (ver anexo N°4) .....</b>	<b>63</b>
<b>Figura N° 35: Puntos (Mu, Pu) ubicados en los diagramas de interacción para cada dirección .....</b>	<b>63</b>
<b>Figura N° 36: Columna 100x25cm, especificado en planos de estructuras (ver anexo N°4).....</b>	<b>66</b>
<b>Figura N° 37: Puntos (Mu, Pu) ubicados en los diagramas de interacción para cada dirección .....</b>	<b>66</b>
<b>Figura N° 38: Columna 60x25cm, especificado en planos de estructuras (ver anexo N°4).....</b>	<b>69</b>
<b>Figura N° 39. Puntos (Mu, Pu) ubicados en los diagramas de interacción para cada dirección .....</b>	<b>69</b>
<b>Figura N° 40: Columna L, especificado en planos de estructuras (ver anexo N°4) .....</b>	<b>72</b>
<b>Figura N° 41: Puntos (Mu, Pu) ubicados en los diagramas de interacción para cada dirección .....</b>	<b>72</b>
<b>Figura N° 42: Peso vertical considerando carga muerta y 100% carga viva, para el primer muro denominado (MA).....</b>	<b>74</b>
<b>Figura N° 43: Peso vertical considerando carga muerta y 100% carga viva, para el segundo muro denominado (Mb) .....</b>	<b>75</b>

## **RESUMEN**

Se realizó la presente investigación con la finalidad de verificar el comportamiento estructural del bloque A1 de la Institución Educativa Jaén de Bracamoros, con las Normas Técnicas Peruanas (E.030, E.060, E.070), teniendo como base el expediente técnico de dicha Institución, del cual se ha tomado el estudio de suelos y los planos para la mejor presentación de dicho estudio, con lo cual se encontró que el análisis estático y el análisis dinámico cumplen con la Norma Técnica Peruana E.030, la resistencia de los elementos estructurales cumplen con las Norma Técnica Peruana E.060; la resistencia de los muros de albañilería soportan la carga axial de la estructura cumplen con la Norma Técnica Peruana E.070. Las áreas de acero de los elementos estructurales están sobre dimensionadas con respecto a los planos del expediente técnico.

**Palabra clave:** Evaluación Estructural, Análisis Estático – Dinámico, Desplazamientos.

## **ABSTRACT**

The present investigation was carried out in order to verify the structural behavior of the A1 block of the Jaén de Bracamoros Educational Institution, with the Peruvian Technical Standards (E.030, E.060, E.070), based on the technical file of said Institution, from which the study of soils and the plans for the best presentation of said study has been taken, with which it was found that the static analysis and the dynamic analysis comply with the Peruvian Technical Standard E.030, the resistance of the structural elements comply with the Peruvian Technical Standard E.060; the strength of the masonry walls support the axial load of the structure comply with the Peruvian Technical Standard E.070. The steel areas of the structural elements are over dimensioned with respect to the drawings of the technical file

Keyword: Structural Evaluation, Static Analysis - Dynamic, Displacement.

## **CAPITULO I: INTRODUCCIÓN**

### **1.1 INTRODUCCIÓN**

El Perú se encuentra en una zona sísmica muy alta por lo que a través del tiempo han ocurrido diversos movimientos sísmicos en su territorio, para poder afrontar estos movimientos sísmicos en las edificaciones como colegios, se diseñan utilizando el Reglamento Nacional de Edificaciones.

Todas las estructuras deben ser diseñadas para que con una seguridad aceptable, sea capaz de soportar todas las acciones que la puedan solicitar durante la construcción y en el periodo de vida útil previsto en el proyecto así como la agresividad del medio.

La verificación estructural consiste en la determinación de los efectos originados por las acciones sobre la totalidad o parte de la estructura, con el objeto de efectuar comprobaciones en sus elementos resistentes.

Esta investigación está dirigida a verificar que la estructura del bloque A1 de la “Institución Educativa Emblemática Jaén de Bracamoros” cumpla con las Normas Técnicas Peruanas (E.060, E.070, E.030).

### **1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

La Institución Educativa Jaén de Bracamoros se encuentra en la ciudad de Jaén, siendo esta una ciudad ubicada en la zona sísmica Z-2 según la Norma Técnica de Edificaciones E0.30, por ello la estructura de la Institución Educativa debe contar con una evaluación estructural y así verificar su funcionalidad estructural de acuerdo a la norma E0.30 .

Siendo una edificación esencial de categoría A2 según la Norma Técnica de Edificaciones E0.30, cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo y no contando con una evaluación estructural, se hace imprescindible realizar una evolución estructural.

La edificación de la Institución Educativa Jaén de Bracamoros fue diseñada y construida con las Normas Técnicas Peruanas de hace 10 años las cuales están modificadas en la actualidad; por ende se debe realizar una evolución estructural para verificar si cumple con las Normas Técnicas Peruanas (E.070, E.060, E.030) actuales.



Tomando en cuenta lo antes mencionado, nace la necesidad de investigar sobre la evolución estructural de dicha Institución Educativa, cuyo comportamiento estructural sea realmente competente y que cumpla con los preceptos establecidos por las Normas Técnicas Peruanas (E.070, E.060, E.030).

### **1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

¿Cuál es el comportamiento estructural del bloque A1 de la “Institución Educativa Emblemática Jaén de Bracamoros, con respecto a las Normas Técnicas Peruanas (E.070, E.060, E.030)?

### **1.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

- La presente investigación se realizó basándose a las Normas Técnicas Peruanas (E.070, E.060, E.030) con la finalidad de evaluar que la estructura de la Institución Educativa Jaén de Bracamoros cumpla con los requerimientos exigidos por las Normas antes mencionadas. Por este motivo se busca contribuir con el presente estudio que permita desarrollar un método para la evaluación estructural en edificaciones de cualquier tipo.
- Con la ayuda del software Etabs y con los parámetros de las Normas Técnicas Peruanas (E.070, E.060, E.030), se logra encontrar el problema de la funcionalidad estructural de una edificación, las cuales nos permiten tomar acciones de mejora sobre la edificación para prevenir hechos lamentables parámetros de se verifica la funcionalidad estructural de la edificaciones.
- La investigación se justifica porque surge de la necesidad de conocer, describir el comportamiento estructural de una edificación ante acciones de unos sismos, basados en parámetros normados, y sentar de este modo las bases de futuros proyectos e investigaciones que apliquen las variables en cuestión.

### **1.5 ALCANCES O DELIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN**

La presente investigación se realizará en la ciudad de Jaén, pretendiendo realizar una verificación estructural del bloque A1 de la “Institución Educativa Emblemática Jaén de

Bracamoros”, utilizando a las Norma Técnica Peruana (E.070, E.060, E.030), y el Software de modelamiento estructural ETABS V.16.

## **1.6 LIMITACIONES**

En cuanto al estudio de suelos y planos se tomó los datos del expediente técnico brindado por el Director de la Institución Educativa Jaén de Bracamoros.

Se está tomando una referencia del suelo respecto a la norma.

Se tomó el estudio de un bloque de tres niveles de todo la Institución Educativa por ser semejantes a los demás bloques que la conforman.

En cuanto al acero de los elementos estructurales solo se encontró el área de acero para losas, vigas, columnas afectadas por los momentos y cortantes.

## **1.7 HIPÓTESIS**

El comportamiento estructural del bloque A1 de la Institución Educativa Jaén de Bracamoros se comporta adecuadamente, cumpliendo con las Normas Técnicas Peruanas (E.070, E.060, E.030).

## **1.8 OBJETIVOS:**

### **Objetivo general:**

- Verificar el comportamiento estructural del bloque A1 de la “Institución Educativa Jaén de Bracamoros”.

### **Objetivos específicos:**

- Verificar que los elementos estructurales cumplan con las Norma Técnica Peruana E.060.
- Realizar el análisis sísmico estático y dinámico con la Norma Técnica Peruana E.030.
- Verificar que la resistencia de los muros de albañilería cumplan con la Norma Técnica Peruana E.070

## CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

### 2.1 ANTECEDENTES DEL ESTUDIO

#### 2.1.1 ANTECEDENTES INTERNACIONALES

**Carlos Alberto Picon Vargas, Diego Fernando Vargas Martinez (2011), en su trabajo de tesis titulado “evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la sede principal del Colegio de Santander en Bucaramanga – Colombia”.** Se evaluó la vulnerabilidad sísmica de la sede principal del colegio Santander en Bucaramanga, inspeccionando visualmente el estado de las estructuras. Posteriormente se realizó el estudio y la documentación fotográfica de las patologías encontradas en la estructura, se hizo un escaneo de las barras de refuerzo transversal y longitudinal de los pórticos del sistema estructural de las edificaciones, se realizó un ensayo de vibración ambiental con el fin de obtener los periodos fundamentales reales de los bloques tipo, se creó un plano geométrico de la estructura antigua y un modelo numérico de elementos finitos en el software SAP2000 con las secciones de acero de refuerzo obtenidas en los ensayos anteriormente mencionados, además este fue calibrado con los periodos de vibración ambiental obtenidos por medio del equipo K2 (Altus digital recorder), se evaluó el sistema estructural con la metodología propuesta por las normas Estadounidenses FEMA-353 y la ATC-40 y el cumplimiento de los principales requerimientos de diseño sísmico basados en el reglamento colombiano de construcción sísmico resistente NSR-10.

#### 2.1.2 ANTECEDENTES NACIONALES

**Dushan Farle Ibarra Castillo (2017), En su Tesis Titulado “Análisis y Diseño Estructural de la Unidad Escolar Inca Garcilaso de la Vega Del Cusco – Wanchaq”.** En este trabajo, se presenta el análisis y diseño estructural de un Pabellón y auditorio que será ubicado en la avenida la cultura, que cuenta con estructuras destinadas a ser centros de aprendizaje para estudiantes. El sistema estructural utilizado en la mayoría de las estructuras es en base a sistema Dual y muros estructurales, con excepción del auditorio que se trabajó con sistema Dual, ya que soportaban estructuras metálicas; en ambos casos los desplazamientos laterales ante eventos sísmicos cumplen con la norma.

Se inició con un pre-dimensionamiento de los elementos estructurales principales, de acuerdo con los criterios planteados más adelante, así como recomendaciones de orden práctico; pasando por un metrado de cargas y análisis sísmico, procurando que se cumpla con la norma E.030; luego, se diseñaron los elementos estructurales, acatando lo enunciado por la norma de concreto armado E060. Procedimiento similar al enunciado se tomó en cuenta para las estructuras metálicas.

**Walter Humberto Chilón Vargas (2013), En su Tesis Titulado “Comportamiento Sísmico de un Módulo del Colegio José Carlos Mariátegui Ante el Sismo de Pisco del 15 de Agosto del 2007”.** El objetivo de esta tesis fue evaluar el comportamiento sísmico de un módulo del colegio José Carlos Mariátegui ante el sismo de Pisco del 15 de agosto del 2007. Teniendo como base el registro sísmico tomado en la estación de Parcona y el expediente técnico de dicho centro educativo, del cual se ha tomado las propiedades físicas y geométricas para la mejor representación de dicho estudio, con lo que se ha evaluado los desplazamientos máximos y el diseño de los elementos que componen el sistema estructural mediante análisis dinámico. Encontrando que los desplazamientos máximos fueron de 0.0073 para el primer nivel y 0.004 para el segundo nivel; la resistencia en sus elementos estructurales encontrada fue  $\phi R_n < R_u$  para vigas y columnas. Por lo que se determinó que el comportamiento de dicho módulo ante un sismo severo es inadecuado ya que los desplazamientos de entre piso superan a los máximos establecidos en la Norma Sísmica E.030 y sus elementos estructurales no cumplen con los requisitos de resistencia de la Norma E.060 de concreto Armado.

### **2.1.3 ANTECEDENTES LOCALES**

**Quiliche Aguirre Pedro José (2016), En su Tesis Titulada “Evaluación de la vulnerabilidad estructural de los muros de albañilería de la I.E. N° 17524 de la localidad de San Agustín del distrito de Bellavista Jaén”.** La mayoría de las edificaciones educativas son vulnerables debido a que fueron construidas en décadas en que los códigos de construcción no consideraban las normas actuales. El objetivo de la investigación es determinar el grado de vulnerabilidad estructural de los muros de albañilería de la I.E N° 17524 de la localidad de san Agustín a través del tipo de falla en los muros; así como también identificar las causas de estas fallas. Es una investigación

aplicada, Cualitativo, descriptiva comparativa, primaria, no experimental, transversal, campo y unidisciplinaria. La toma de datos se realizó en el mes de Marzo del 2013, mediante dos inspecciones, una preliminar y una detallada en los diversos ambientes de la Institución. Se usaron formatos de evaluación en el cual se registró la medición de los agrietamientos clasificándolos según sus niveles de severidad y tipo de falla por el cual se ocasionaron estos agrietamientos; así como también para reunir información básica sobre la institución. Se registraron 39 fallas en los 46 muros evaluados: 22 severas, 8 fuertes y 9 moderadas. Se determinó 2 tipos de fallas en los muros de albañilería, una falla por esponjamiento del suelo y otra por asentamiento diferencial de las cuales se determinó que el grado de vulnerabilidad es alto ya que posee un 56.41% de severidad de los muros; Las causas de la presencia de estos tipos de fallas se deben a que el terreno en el que se cimentó la estructura tiene características de un suelo arcilloso con un 23.62 de índice de plasticidad.

**Marín Marín Fredy Rolando (2014), En su Tesis Titulado “Determinación de la Vulnerabilidad Sísmica de los Pabellones 1 y 2 de la I.E. Estatal Ramón Castilla y Marquesado del Distrito de Jaén- Cajamarca”.** La Institución Educativa Estatal Ramón Castilla y Marquesado del distrito de Jaén, provincia de Jaén, departamento de Cajamarca, se encuentra ubicada en una zona de alta sismicidad y sobre un suelo de baja resistencia, sus pabellones son en su mayoría antiguos y deteriorados. Es por ello que se planteó el objetivo de determinar la vulnerabilidad sísmica de dichos pabellones, con el fin de plantear medidas que permitan mejorar su comportamiento estructural, mitigando los daños que se podrían producir después de un sismo severo. Para ello se aplicó el modelo italiano de Benedetti y Petrini, el cual estima un índice de vulnerabilidad en función de las características de la estructura que más influyen en su comportamiento sísmico. La información recogida en la fase de campo permitió evaluar y ponderar los diferentes parámetros relacionados con componentes, estructurales y no estructurales, que tienen un papel muy importante en el comportamiento sísmico de cada pabellón. Los resultados obtenidos nos muestran que el pabellón 1 tiene vulnerabilidad sísmica alta, mientras que el pabellón 2 tiene vulnerabilidad sísmica media, por lo que ante un sismo severo los pabellones 1 y 2 de la Institución Educativa Estatal Ramón Castilla y Marquesado sufrirán fallas de columna corta, sus tabiques colapsarán y todo esto llevará al posible colapso de ambos pabellones, efecto que podría

sucedir en todos los pabellones de la Institución Educativa Estatal Ramón Castilla y Marquesado debido a la similitud de los sistemas estructurales.

## **2.2 BASES TEÓRICAS**

### **2.2.1 Análisis Estático**

Consiste en aplicar cargas estáticas en el centro de masa de cada uno de sus niveles para simular el efecto del sismo en cada dirección, estas fuerzas estáticas de cada piso se calcula con la fuerza cortante en la base, para luego comparar las derivas.

Por otro lado la Norma E.030, en su artículo 4.5.1 nos indica que solo se pueden realizar análisis estático a:

Estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1;

Estructuras regulares de no más de 30m de altura;

A las estructuras regulares o irregulares de muros portantes de no más de 15m de altura como muros de concreto armado y albañilería armada o confinada.

### **2.2.2 Análisis Dinámico**

Consiste en determinar todas las posibles respuestas que pueda tener una estructura a partir de sus deformadas (modos) y sus respectivas frecuencias. La respuesta final será la combinación de todas las respuestas (combinación modal) a través de una especie de promedio ponderado (cada modo posee un factor de participación que depende de la masa y dirección del sismo).

### **2.2.3 Análisis Modal Espectral**

El cálculo modal espectral o dinámico se usa para analizar estructuras que afrontaran movimientos sísmicos. Para lograr tener un análisis modal espectral se utiliza un espectro inelástico de pseudoaceleraciones que está afectada por la gravedad y los parámetros sísmicos la cual lo podemos encontrar en la Norma Técnica E.030 sismo resistente, para crear el espectro de aceleración se asumirá varios periodos de vibración a la estructura para lograr tener un diseño gráfico de curvatura que espese el comportamiento inelástico para cada periodo de vibración en la estructura analizada.

Se trata de fuerzas de componente horizontal (esfuerzos cortantes) que se consideran aplicados en el centro de masas de cada piso, las cuales actuarán sobre las plantas de la edificación. Estos esfuerzos causan deformaciones y desplazamientos que tendrán que ser resistidos por las columnas, vigas y muros de la estructura.

#### **2.2.4 Brazo rígido**

Se le define como brazo rígido a la característica que tiene la unión de la viga con la columna, la cual al momento del movimiento de la estructura no se deformará en sus uniones por comportarse como una estructura monolítica (100% rígida) entre la columna y la viga.

#### **2.2.5 Diafragma rígido**

Al realizar el modelo de un edificio regularmente se asume que cada piso se comporta como una unidad. Esto se debe a que las losas, ya sean aligeradas o macizas, presentan una gran rigidez en su plano, por lo que sería válido asumir que todos los elementos que estén conectados por la losa tienen la misma deformación lateral. Pero siempre es necesario asegurarse que esta hipótesis sea correcta, comprobando que las losas no presenten cambios en su rigidez, y si esto sucede, realizar las medidas correctivas ya sea en el modelo o en la estructuración. Si se presentan reducciones de sección importantes en losas, o se tienen estructuras irregulares en altura o en planta, es conveniente separarlas mediante juntas sísmicas debidamente diseñadas de manera que queden divididas en estructuras independientes que presenten diafragmas mejor definidos (A. Blanco, 2014) para su interpretación.

#### **2.2.6 parámetros de análisis de la norma sísmoresistente E.030**

##### **A. parámetros de sitio**

##### **A.1. zonificación**

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura N° 01. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en información neotectónica, el parámetro de zonificación Z se muestra en la tabla N° 01.

**Tabla N° 1: Factor de zona (Z), fuente: Norma sísmica E.030.**

FACTOR ZONA	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

**Fuente:** Norma Técnica Peruana E.030 (Sismoresistente)

**Figura N° 1: Distribución de zonas sísmicas dentro del territorio nacional, Fuente: Norma Sísmica E.030**



**Fuente:** Norma Técnica Peruana E.030 (Sismoresistente)

### A. 2 Perfiles De Suelo.

Los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte ( $\bar{v}_s$ ), o alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los  $\bar{N}_{60}$  obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada ( $\hat{s}_u$ ) para suelos cohesivos.

**Tabla N° 2: resume valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo**

CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	$\bar{v}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{s}_u$
$S_0$	> 1500 m/s	-	-
$S_1$	500 m/s - 1500 m/s	> 50	>100 KPa
$S_2$	180 m/s - 500 m/s	15 - 50	50 Kpa - 100 Kpa
$S_3$	< 180 m/s	<15	25 Kpa - 50 Kpa
$S_4$	Clasificación basada en el EMS		

**Fuente:** Norma Técnica Peruana E.030 (Sismoresistente)



### A.3 Parámetros de Sitio ( $S$ , $T_L$ y $T_p$ ).

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo  $S$  y de los Períodos  $T_L$  y  $T_p$  dados en las Tablas N° 03 y N° 04.

**Tabla N° 3: Factor de suelo**

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	$S_0$	$S_1$	$S_2$	$S_3$
$Z_4$	0,80	1,00	1,05	1,10
$Z_3$	0,80	1,00	1,15	1,20
$Z_2$	0,80	1,00	1,20	1,40
$Z_1$	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: Norma Técnica Peruana E.030 (Sismoresistente)

**Tabla N° 4: De Periodos  $T_L$  y  $T_p$**

PERÍODOS $T_p$ Y $T_L$				
	Perfil de suelo			
	$S_0$	$S_1$	$S_2$	$S_3$
$T_p$ (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_L$ (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Norma Técnica Peruana E.030 (Sismoresistente)

### A.4 Factor de Amplificación Sísmica ( $C$ )

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica ( $C$ )

por las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2,5 \quad \dots\dots\dots (01)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \left( \frac{T_p}{T} \right) \quad \dots\dots\dots (02)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \left( \frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right) \quad \dots\dots\dots (03)$$

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

Donde:

C: Facto de amplificación sísmica

Tp: Periodo que define la plataforma del factor (C)

Tl: Periodo que el inicio de la zona del factor (C) con desplazamiento  
contante

T: Periodo de vibración del edificio

#### **A.5 Período Fundamental de Vibración**

El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \dots\dots\dots (04)$$

Donde:

CT = 35 Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostamiento.

CT = 45 Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- b) Pórticos de acero arriostrados.

CT = 60 Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

#### **A.6 Categorías de Edificación y Factor “U”**

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N° 5. El factor de uso o importancia (U), definido en la Tabla N° 5 se usará según la clasificación que se haga. Para edificios con aislamiento sísmico en la base se podrá considerar U = 1.

**Tabla N° 5: Categoría de las edificaciones y factor “U”**

<b>CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”</b>		
<b>CATEGORÍA</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>FACTO</b>
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	-
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:	1.5
	Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.	
	Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.	
	Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.	
	Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.	
	Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.	
	Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas	1.0
	También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	-

**Fuente:** Norma Técnica Peruana E.030 (Sismoresistente)

## B. Requisitos Generales de Diseño Sismorresistente

### B.1 Sistemas Estructurales y Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R)

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración Sismorresistente en cada dirección de análisis. Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente  $R_0$  que corresponda.

**Tabla N° 6: Sistemas Estructurales**

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción $R$ (*)
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos	6
Porticos Especiales Concéntricamente	8
(SCBF)	6
Pórticos Ordinarios Concéntricamente (OCBF)	8
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada o Confinada.</b>	3
<b>Madera (Por esfuerzos admisibles)</b>	7

**Fuente:** Norma Técnica Peruana E.030 (Sismoresistente)

Estructuras Regulares son las que en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades, el factor  $I_a$  o  $I_p$  será igual a 1,0.

$$R = R_0 * I_a * I_p \quad \dots\dots\dots (05)$$

### B.2 Estimación del Peso (P)

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.
- c. En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

**C. Análisis estático**

Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

**C.1 Fuerza Cortante en la Base**

Se calcula una cortante en la base para cada dirección con la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot P \quad \dots\dots\dots (06)$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que altura

$$\frac{C}{R} \geq 0.125 \quad \dots\dots\dots (07)$$

**C.2 Distribución de la fuerza sísmica en altura**

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel (i), correspondientes a la dirección considerada, se calculan mediante:

$$F_i = a_i \cdot V \quad \dots\dots\dots (08)$$

$$a_i = \frac{P_i (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^j} \quad \dots\dots\dots (09)$$

Donde (n) es el número de pisos del edificio, (k) es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- a) Para T menor o igual a 0.5 segundos: k = 1
- b) Para T mayor que 0.5 segundos: k = (0.75 + 0.5 T) ≤ 2

## D. Análisis Dinámico Modal Espectral

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral.

### D.1 Aceleración espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot g \quad \dots\dots\dots (10)$$

### D.1 Fuerza cortante mínima

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el análisis estático para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares. Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

## E. Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R.

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión).

**Tabla N° 7: Límites De Desplazamiento entre pisos**

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	$\Delta_i/h_{ei}$
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010

Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

**Fuente:** Norma Técnica Peruana E.030 (Sismoresistente)

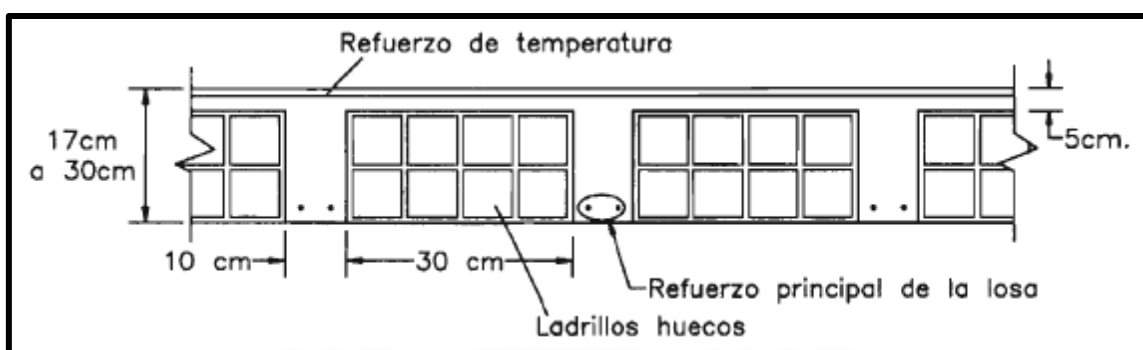
## 2.2.7 Verificación de los componentes estructurales

Las fórmulas que se muestran a continuación serán utilizadas con el objetivo de encontrar las cuantías de acero.

### 2.2.7.1 losas aligeradas

Las losas son los elementos que hacen factible la excentricidad de los pisos y techos de una edificación. Tienen dos funciones principales desde el punto de vista estructural: la primera, ligada a las cargas de gravedad, que es la transmisión hacia las vigas de las cargas propias de la losa, el piso terminado. La sobrecarga y eventualmente tabiquerías u otros elementos apoyados en ellos; y la segunda, ligada a las cargas de sismo, que es la obtención de la unidad de la estructura, de manera que esta tenga un comportamiento uniforme en cada piso, logrando que las columnas y muros se deformen una misma cantidad en cada nivel (Antonio B. Blasco 2014).

**Figura N° 2: Características geométricas de una losa aligerada.**



Fuente: Harmsen-2015.

### A. Diseño de Loza por Flexión:

Las viguetas se deberían diseñar como vigas T, comprobando que el bloque de compresión permanezca en el espesor de la losa (5 cm), pero prácticamente esta condición siempre se cumple. Es por esto que para los momentos positivos se asumirá una sección rectangular con 40 cm de ancho, y para los momentos negativos una sección con 10 cm de ancho (Antonio B. Blasco 2014).

Para el cálculo de acero  $A_s$  se puede calcular con la siguiente fórmula según Roberto Morales.

$$A_s = \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad \dots\dots\dots (11) \text{ (Morales 2006)}$$

Además, para verificar la longitud del bloque de compresión “a” se usa la siguiente expresión:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad \dots\dots\dots (12) \text{ (Morales 2006)}$$

Para secciones rectangulares, el área mínima de acero, la Norma E.060 brinda la siguiente expresión:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d \quad \dots\dots\dots (13)$$

Cabe señalar que para el cálculo del acero mínimo en aligerados se considera sólo el ancho de alma  $b_w$ , ya sea para momentos positivos o negativos, y no el ancho asumido para el cálculo del acero por flexión (Antonio B. Blasco 2014).

Para el acero máximo, la Norma E.060 en su artículo 10.3.4 señala que la cuantía de acero en una sección debe ser como máximo el 75% de la cuantía balanceada.

$$A_{s_{max}} \leq \rho_{max} b d \quad \dots\dots\dots (14)$$

En el capítulo 10.2.7.3 de la norma E.060 nos dice que el valor del factor  $\beta$  Donde:

$$\rho_b = \beta \cdot 0.85 \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) \left(\frac{6000}{6000 + f_y}\right) \quad ; \quad 0.65 \leq \beta \leq 0.85 \quad \dots\dots\dots (15) \text{ (Antonio B. Blasco 2014)}$$

El factor  $\beta$  deberá tomarse como 0.85 para resistencia de concreto  $f'_c$  de 280kg/cm<sup>2</sup> y para resistencias mayores disminuirá a razón de 0,05 cada 70kg/cm<sup>2</sup> de aumento (Norma E.060).



## B. Diseño de Loza por Cortante:

Dado que los aligerados no llevan estribos, el concreto deberá tomar todos los esfuerzos que produzcan las fuerzas cortantes. La Norma E.060 permite un incremento del 10% de la resistencia para aligerados y losas nervadas, entonces la resistencia de diseño para aligerados será:

$$\phi \cdot V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad \dots\dots\dots (16)$$

Se deberá comprobar que la resistencia  $\phi \cdot V_c$  sea mayor que la fuerza cortante última  $V_u$  obtenida a una distancia “d” medida desde la cara de los apoyos. Caso contrario se requerirá retirar los ladrillos de los apoyos para formar ensanches, con el fin de aumentar el tamaño de la sección resistente. Con ensanches alternados el ancho de la sección aumenta de 10 a 25 cm, y con ensanches corridos, aumenta a 40 cm. Si se llega al extremo de exceder la resistencia con ensanches de 25 cm, indefectiblemente se deberá incrementar el peralte de la losa o especificar un concreto con mayor resistencia, lo cual no es deseable.

## C. Refuerzo por contracción y temperatura:

En su artículo 9.7.2, la Norma E.060 especifica las cuantías mínimas para controlar la fisuración producida por los cambios volumétricos que sufre el concreto.

**Tabla N° 8: Cuantías mínimas por contracción y temperatura según la Norma E.060.**

Tipo de barra	$\rho$
Barras lisas	0.0025
Barras corrugadas con $f_y < 4200 \text{ kg/cm}^2$	0.0020
Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado)	0.0018
De intersecciones soldadas, con $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$	

Asimismo, la Norma E.060 indica que para aligerados el espaciamiento de las barras no debe extenderse más de 5 veces el peralte de la losa, ni más de 40 cm. Cabe señalar que esta cuantía mínima se aplica al área bruta de la sección (bh).

### 2.2.7.2 Vigas

Son usualmente miembros horizontales rectos usados principalmente para soportar cargas verticales, diseñadas principalmente para resistir el momento flexionante causadas por acción de las cargas (Russell C. Hibberler México 2015).

### A. Diseño de viga por Flexión:

Para el cálculo del refuerzo por flexión se procede de forma similar que en el Capítulo 2.2.7.1-A, calculamos el acero mediante las siguientes formulas:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad \dots\dots\dots (11) \text{ (Morales 2006)}$$

Además, para verificar la longitud del bloque de compresión “a” se usa la siguiente expresión:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad \dots\dots\dots (12) \text{ (Morales 2006)}$$

Los limites para el área de acero, según lo ya estudiado, son:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d \quad \dots\dots\dots (13) \text{ (Norma E.060)}$$

$$A_{s_{max}} \leq \rho_{max} b d \quad \dots\dots\dots (14) \text{ (Antonio B. Blasco 2014)}$$

Adicionalmente el Capítulo 21 de la Norma E.060 presenta las disposiciones especiales para el diseño sísmico, con el fin de asegurar un comportamiento dúctil en la estructura. Sobre el refuerzo por flexión en vigas de edificios con sistema de muros estructurales, el artículo 21.4.4 indica lo siguiente:

- Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor que el ASmin.
- No deberán hacerse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

### B. Diseño de viga por Cortante:

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerzas cortantes deberá basarse según lo indicado en la norma E.060.

$$v_u \leq \phi \cdot v_n \quad \dots\dots\dots (17)$$

$$v_n = v_c + v_s \quad \dots\dots\dots (18)$$

$$v_u \leq \phi(v_c + v_s) \quad \dots\dots\dots (19)$$

Donde:

- $v_u$ : Resistencia requerida por corte en la sección analizada
- $v_n$ : Resistencia nominal
- $v_c$ : Fuerza de corte que toma el concreto
- $v_s$ : Fuerza de corte que toma el acero
- $\phi$ : Factor de reducción por cortante (0.85)

Para elementos conectados monolíticamente con otros, la fuerza de corte  $v_u$  se puede tomar a una distancia “d” de la cara de apoyo. La sección crítica para el diseño por tracción diagonal se encuentra a una distancia “d” de la cara de los apoyos (Antonio B. Blasco 2014).

Contribución del concreto en la resistencia al corte  $v_c$  para miembros sujetos a corte y flexión.

$$v_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \dots\dots\dots (20) \text{ (Antonio B. Blasco 2014).}$$

Donde:

- $v_c$ : Fuerza cortante que absorbe el concreto
- b: Ancho de la sección rectangular
- d: Peralte efectivo del elemento
- $f'_c$  : Esfuerzo máximo del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)

Contribución del refuerzo en la resistencia al corte. Cuando la fuerza cortante última  $V_u$  exceda la resistencia al corte del concreto ( $\phi V_c$ ) deberá proporcionarse refuerzo de manera que se cumpla:

Si  $v_u > \phi \cdot v_c$ , se diseñaran estribos con las siguientes ecuaciones.

$$v_s = v_u / \phi - v_c \quad (21) \text{ (Antonio B. Blasco 2014)}$$

La Norma E.060 en su artículo 11.5.7.2 especifica la siguiente expresión para el cálculo del aporte del refuerzo por corte perpendicular al eje de la viga.

$$v_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad \dots\dots\dots (22) \text{ (Norma E.060)}$$

Donde:

- $v_s$ : Fuerza cortante que toma el acero
- $A_v$ : Área de la varilla (cm<sup>2</sup>)

$f_y$  : Esfuerzo de fluencia del acero  
 $d$ : Peralte efectivo del elemento  
 $S$ : Espaciamiento

Según el artículo 11.5.7.9 de la Norma E.060 la resistencia cortante no deberá ser mayor y menor que:

$$v_s \leq 2.1\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \dots\dots\dots (23)$$

Por consiguiente las ecuaciones de diseño serán las siguientes:

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{v_s} \quad \dots\dots\dots (24) \text{ (Morales 2006)}$$

Por otro lado la Norma E.060 en sus artículos 11.5.5.1 y 11.5.5.3 limita la separación de los estribos a usarse con el fin de asegurar que las grietas formadas a 45° por la acción de las fuerzas cortantes sean tomadas por al menos un estribo.

$$S_{\max} = \frac{d}{2} \quad \text{ó} \quad 60\text{cm}; \quad \text{si } v_s \leq 1.1\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \dots\dots\dots (25)$$

$$S_{\max} = \frac{d}{4} \quad \text{ó} \quad 30\text{cm}; \quad \text{si } v_s > 1.1\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \dots\dots\dots (26)$$

En teoría, si  $\phi V_c > V_u$  no se requerirían estribos, pero si  $0.5\phi V_c < V_u$  entonces se requiere un área de refuerzo mínimo especificado en el artículo 11.5.6.2 de la Norma E.060. Se toma el menor de los siguientes espaciamentos:

$$S_{\max} = \frac{A_v \cdot f_y}{0.2\sqrt{f'_c} \cdot b} \quad \dots\dots\dots (27)$$

$$S_{\max} = \frac{A_v \cdot f_y}{3.5 \cdot b} \quad \dots\dots\dots (28)$$

En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 10 cm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de:

- $d/4$ , pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 15 cm;
- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
- 30 cm.

Los estribos deben estar espaciados a no más de 0.5 a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

### 2.2.7.3 Columnas

Elementos estructurales que transmiten las cargas dadas por las vigas y techo hacia la cimentación, soportan tanto cargas verticales (peso propio) como fuerzas horizontales (sismos y vientos) y trabajan a flexo — compresión.

La verificación del diseño se ha realizado por un análisis de flexo compresión sobre la base de las mismas hipótesis del diseño en flexión.

#### A. Diseño de columna a flexocompresión:

En las columnas normalmente se presentan cargas axiales considerables, y por lo tanto importantes esfuerzos de compresión que afectan el comportamiento frente a sollicitaciones de momento. A esta acción simultánea de momentos flectores y cargas axiales se la conoce como “flexocompresión”, a la curva que relaciona simultáneamente la resistencia a la compresión y a la flexión de una columna se la conoce como diagrama de interacción. Existen nomogramas para secciones con formas predeterminadas que son muy útiles para secciones no muy complejas; en caso contrario se puede recurrir a programas de computadora.

La carga axial máxima se puede hallar utilizando la ecuación, en el artículo 10.9.1, la Norma E.060 especifica los límites para las cuantías del refuerzo longitudinal en columnas: como mínimo 1%, para contrarrestar los efectos del flujo plástico en el concreto; y como máximo 6%, para evitar la congestión del refuerzo en el elemento. Estas cuantías se aplican al área total bruta de la sección.

Para encontrar la carga axial máxima se puede aplicar la siguiente formula especificado en el artículo 10.18 de la Norma E.060.

$$\phi P_{on} = 0.85f'_c(A_g - A_s) + f_y A_s \quad \dots\dots\dots (29)$$

Donde:

$P_o$ : Resistencia nominal en compresión pura

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia = 0.70.

$A_g$ : Área bruta de la sección transversal del elemento

$A_s$ : Área del refuerzo de acero longitudinal

**B. Evaluación de Diseño de columna a flexión biaxial:**

Cuando las columnas presentan momentos flectores importantes en ambas direcciones a la vez, se deberá realizar un análisis para verificar si la flexión biaxial es crítica. La Norma E.060 en su artículo 10.18 propone evaluar las siguientes expresiones, basándose en las ecuaciones de Bresler.

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_{on}} \geq 0.1: \quad \frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{on}} \quad \dots\dots\dots (30)$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_{on}} < 0.1: \quad \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (31)$$

Donde:

**P<sub>u</sub>** = Carga axial última de diseño

**M<sub>ux</sub>** = Momento último de diseño respecto al eje X

**M<sub>uy</sub>** = Momento último de diseño respecto a eje Y

**φP<sub>nx</sub>** = Resistencia de diseño bajo la acción únicamente de momento en X (e<sub>y</sub>=0)

**φP<sub>ny</sub>** = Resistencia de diseño bajo la acción únicamente de momento en Y (e<sub>x</sub>=0)

**φP<sub>on</sub>** = Resistencia de diseño bajo la acción únicamente de carga axial (e<sub>x</sub>=e<sub>y</sub>=0)

**M<sub>ux</sub>** = Resistencia de diseño respecto al eje X

**M<sub>uy</sub>** = Resistencia de diseño respecto al eje Y

**C. Evaluación de Diseño de columna a cortante:**

La Norma E.060 en su artículo 11.3.1.2 propone la siguiente expresión para estimar conservadoramente el aporte del concreto a la resistencia en elementos sometidos a compresión.

$$v_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{140A_g}\right) \cdot b \cdot d \quad \dots\dots\dots (32)$$

Donde:

b : Ancho de la sección de la columna en la sección analizada.

d : peralte efectivo.

N<sub>u</sub> : Carga axial ultima (obtenido del análisis estructural)

A<sub>g</sub> : Área bruta de la sección llena

Donde Nu es la carga axial en kg y positiva por ser de compresión. Al igual que las vigas, las columnas llevan estribos que sirven como refuerzo por corte. La resistencia requerida para el acero y el espaciamiento necesario se calcula mediante:

$$v_s = v_u / \phi - v_c \quad \dots (21) \text{ (Antonio B. Blasco 2014)}$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{v_s} \quad \dots\dots\dots (24) \text{ (Morales 2006)}$$

Se deberá cumplir para todas las combinaciones que  $\phi V_n > V_u$ , donde  $V_n = V_c + V_s$ . Además, la Norma E.060 dispone consideraciones especiales para el diseño sísmico por corte en las columnas, con el fin de asegurar un comportamiento dúctil durante un evento sísmico.

Por otro lado, de acuerdo al artículo 21.4.5 de la Norma E.060, el espaciamiento de los estribos deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- El primer estribo debe ir a no más de 5 cm de la cara del nudo.
- En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento ***S<sub>o</sub>*** por una longitud ***L<sub>o</sub>*** medida desde la cara del nudo. El espaciamiento ***S<sub>o</sub>*** no debe exceder al menor entre:
  - Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
  - La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
  - 10 cm.
- La longitud ***L<sub>o</sub>*** no debe ser menor que el mayor entre:
  - Una sexta parte de la luz libre del elemento.
  - La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
  - 50cm.
- Fuera de la longitud ***L<sub>o</sub>*** , la separación no será mayor que:
  - La requerida por fuerza cortante.
  - La mitad del peralte efectivo
  - 16 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
  - 48 veces el diámetro del estribo.
  - La menor dimensión de la sección transversal del elemento.
  - 30 cm.
- El espaciamiento del refuerzo transversal en el nudo no será mayor que el menor entre:
  - $S_{max} = A_v \cdot f_y / 0.2 \sqrt{f'_c} \cdot b \dots\dots\dots (27)$
  - $S_{max} = A_v \cdot f_y / 3.5 \cdot b \dots\dots\dots (27)$
  - 15 cm.

#### 2.2.7.4 Albañilería

El esfuerzo axial máximo (fa) producido por la carga axial máxima incluyendo el 100% de la sobrecarga deberá estar entre estos valores dados en el artículo 19.1 de la Norma Técnica E.070.

$$f_a = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq 0.2 \cdot f'_m \left[ 1 - \left( \frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0.15 \cdot f'_m \quad \dots\dots\dots (33)(\text{Norma E.070})$$

Donde:

Pm: Peso muerto vertical.

L: Longitud del muro.

t: Espesor del muro.

f'm: resistencia del ladrillo.

h: altura del muro.

#### 2.2.8 Procedimiento de análisis

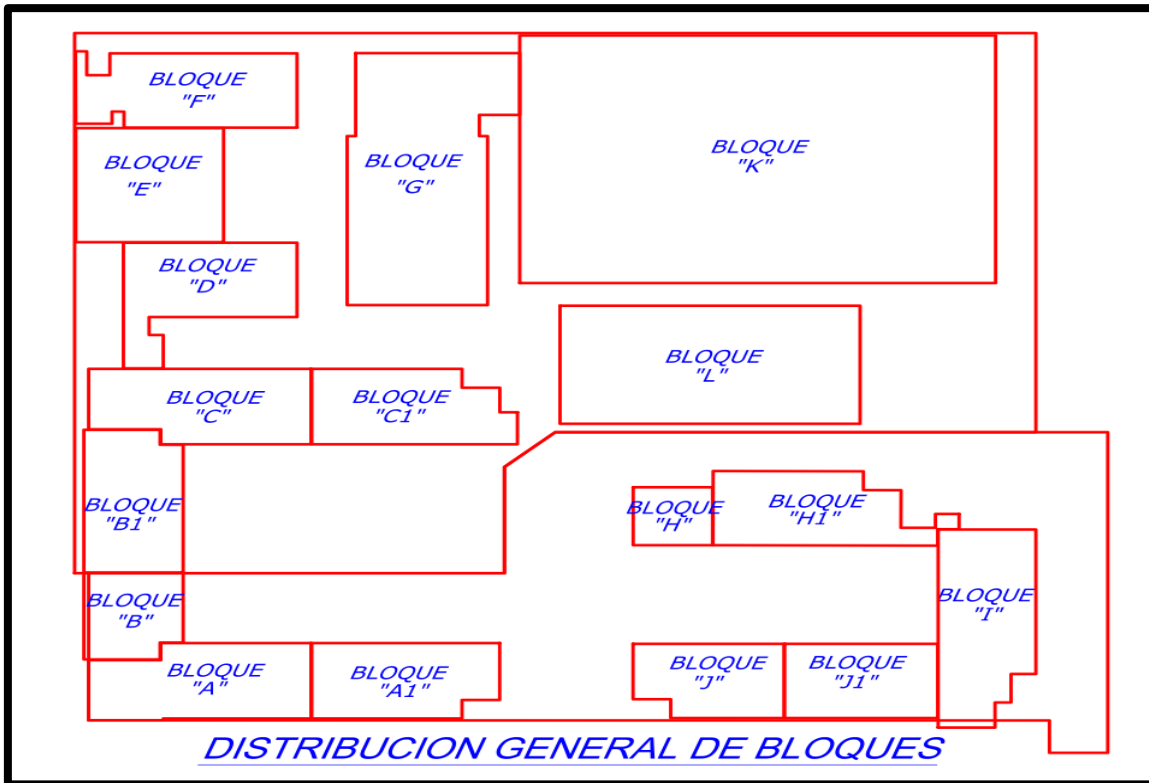
##### 2.2.8.1 Descripción

La presente memoria, ha sido elaborada sobre la base de los planos arquitectónicos y estructurales del expediente técnico “Adecuación, Mejoramiento y Sustitución de la Infraestructura Educativa de la I.E. Jaén de Bracamoros - Jaén – Cajamarca” y medida echas a la infraestructura.

El presente proyecto consta de Diecisiete edificios, nueve edificios de 3 pisos, cuatro edificios de 2 pisos y un edificio de 1 piso y 1 sótano; se tomó para el análisis el bloque A1 del edificio A correspondiente a una estructura de tres niveles con pórticos de concreto armado y muros portantes.

**Figura N° 3: Distribución general en bloques de la Institución Educativa “Jaén de Bracamoros”.**





**Fuente:** Elaboración propia

### 2.2.8.2 Normas empleadas

Las cargas de gravedad y de sismo que se utilizarán para el análisis estructural del edificio y en el diseño de los diferentes elementos estructurales, deberán cumplir con lo señalado en el Reglamento Nacional De Edificaciones (R.N.E)

Norma E0.20	Cargas
Norma E.030	Diseño Sismoresistente
Norma E.060	Concreto Armado
Norma E.070	Albañilería

### 2.2.8.3 Especificaciones de los materiales

#### A. Acero de Refuerzo

Se usó barras de acero corrugado y/o barras de acero liso de grado 60. Las principales propiedades de estas barras son las siguientes:

Límite de Fluencia:  $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Límite de Esfuerzo de Rotura:  $F's = 6300 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad:  $E_s = 2'000,000 \text{ kg/cm}^2$

## **B. Concreto Armado**

El concreto armado es la unión de o combinación del concreto con el acero corrugado de refuerzo para que ambos sean un solo material y puedan resistir los esfuerzos aplicados a los elementos estructurales, cuyas propiedades son:

Resistencia a la compresión:  $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico:  $Ym = 2400 \text{ kg/m}^3$

Módulo de Poisson:  $\nu = 0.15$

Módulo de elasticidad:  $Ec = 15,000 \sqrt{f'_c} = 217,000 \text{ kg/cm}^2$

## **C. Albañilería**

Material estructural conformado por unidades de albañilería de características definidas asentadas con morteros especificados en el expediente técnico.

Resistencia a la compresión:  $Fm = 65 \text{ kg/cm}^2$

Peso unitario:  $Pu = 1800 \text{ kg/cm}^3$

Módulo de Poisson:  $\nu = 0.25$

Módulo de elasticidad:  $Em = 500fm = 32500 \text{ kg/cm}^2$

### **2.2.8.4 Características del terreno de fundación**

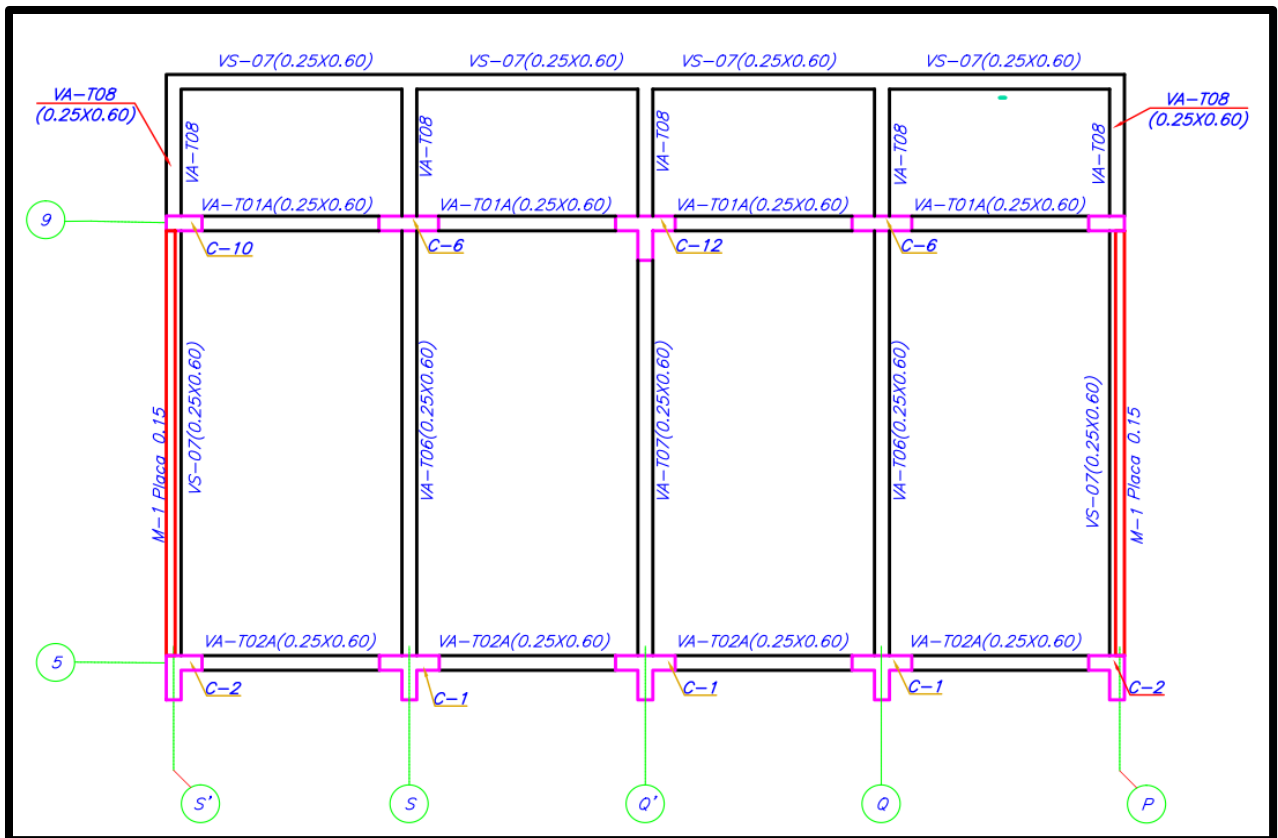
Según el estudio de mecánica de suelos se ha realizado para el proyecto denominado "Adecuación, Mejoramiento y Sustitución de la Infraestructura Educativa de la I.E. Jaén de Bracamoros - Jaén – Cajamarca", de manera muy minuciosa dando como resultado a una profundidad de 3 metros:

- Suelo intermedio
- No se encontró la presencia de sales en el suelo, el cemento empleado es del tipo I.
- Profundidad de cimentación  $H_z = 1.5 \text{ m}$
- Capacidad portante admisible  $Qad = 1.20 \text{ kg/cm}^2$

### **2.2.8.5 Estructuración del bloque A1 del pabellón A**

El bloque A1 corresponde a un sistema estructural combinado de pórticos y placas conformando un sistema dual, a continuación presentamos una vista en planta del esquema estructural del bloque A1:

**Figura N° 4: Esquema estructural de la planta primer piso de la Institución Educativa Jaén de Bracamoros.**



**Fuente:** Elaboración propia

Columnas
  Muros
  Vigas

### 2.2.8.6 Cargas

La norma E.020 recomienda valores mínimos que se deben considerar en el diseño de una estructura dependiendo el uso, las cargas a considerar para uso de Institución Educativa son Cargas Muertas, Cargas Vivias y Cargas de Sismo.

CM	Acabados	100 Kg/cm <sup>2</sup>
	Losa	300 kg/cm <sup>2</sup>
	Muros de tabiquería	
	Parapetos	
	Vigas, Columnas y placas	
CV	Aulas	250 Kg/cm <sup>2</sup>
	Corredores	400 Kg/cm <sup>2</sup>
	Azotea	0,5*250 Kg/cm <sup>2</sup>

CV El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará en edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.

### 2.2.8.7 Combinación de cargas

En el R.N.E Norma E.060 “Concreto Armado”, establece los siguientes requisitos de resistencia y servicio:

$$U = 1.4CM + 1.7CV \dots\dots\dots (38)$$

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS \dots\dots\dots (39)$$

$$U = 0.9CM \pm CS \dots\dots\dots (40)$$

### 2.2.8.8 Solicitaciones y factores de reducción

**Tabla N° 9: Factores de reducción**

Solicitud	$\phi$
Flexion	0.90
Tracción y Tracción + Flexion	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y Flexo compresión	
Elementos con espirales	0.75
Elementos con estribos	0.70

**Fuente:** Norma eE.060 de Concreto Armado

**Por lo cual, el diseño de los elementos de concreto armado debe cumplir:**

$$\phi R_n \geq R_u \dots\dots\dots (41)$$

## CAPITULO III: MATERIALES Y METODOS

### 3.1 Ubicación Geográfica de la Zona de Estudio

La zona de estudio se ubica en América del Sur, en el país de Perú.

Figura N° 5: Ubicación en América del Sur



Fuente: CIA – Central Intelligence Agency.

La zona de estudio se ubica en la región Cajamarca



Figura N° 6: Ubicación en el Perú.

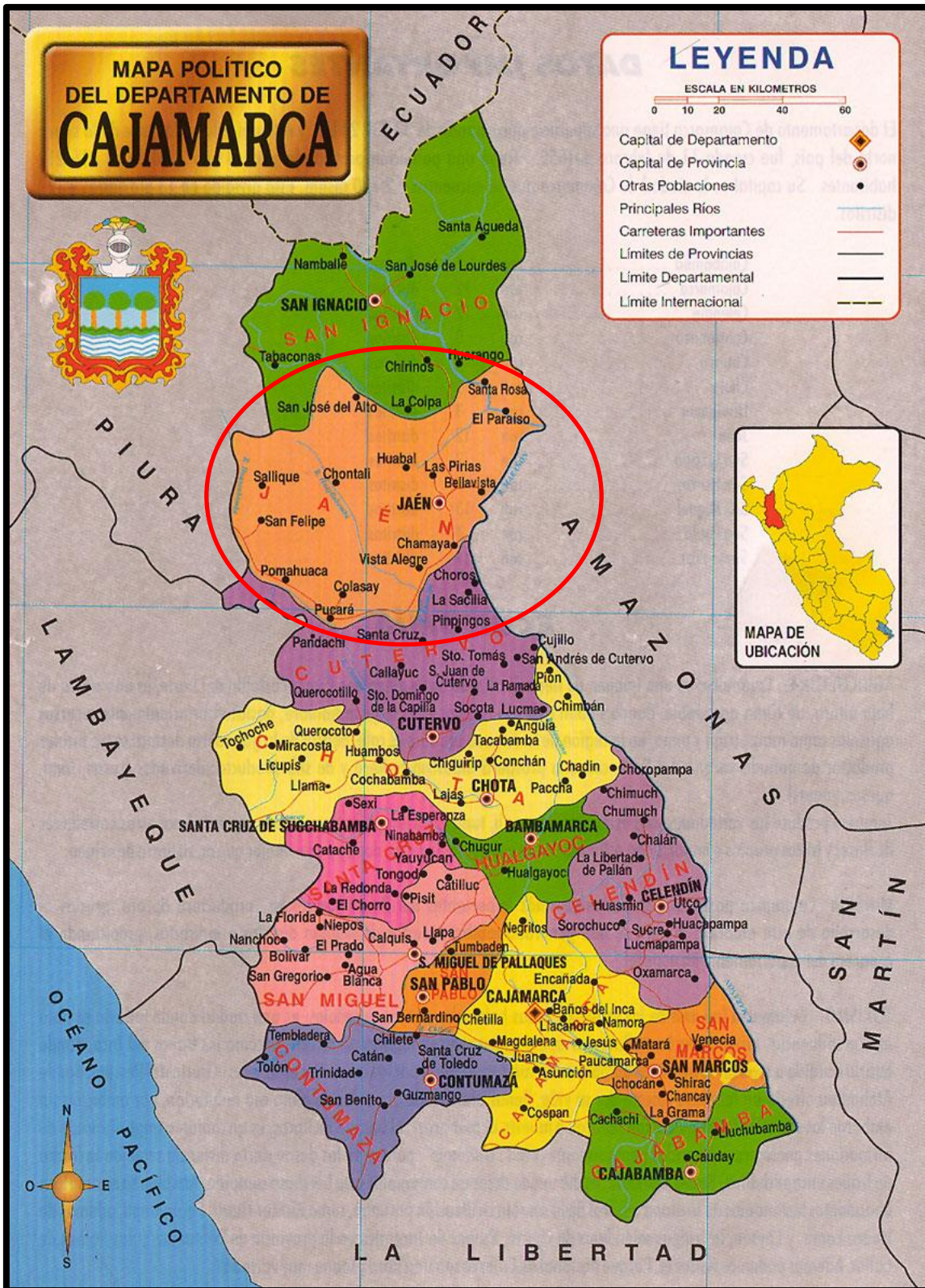


Fuente: Mapas Políticos del Perú Regional

La zona de estudio se ubica en la provincia de provincia de Jaén.



Figura N° 7: Ubicación en la Región Cajamarca



Fuente: Mapas Políticos del Departamento de Cajamarca

El proyecto está ubicado en el distrito de Jaén.



**Figura N° 8: Ubicación en la Provincia de Jaén.**



**Fuente:** Mapa de la provincia de Jaén

El proyecto está ubicado en la ciudad de Jaén.

**Figura N° 9: Imagen satelital del lugar de estudio**



**Fuente:** google hearth



## **3.2 Tipo y Diseño de la Investigación**

### **3.2.1 Tipo de la Investigación**

Según en nivel de investigación, esta es del tipo descriptiva.

**Descriptiva:** la investigación está dirigida a describir el comportamiento de una estructura de sistema Dual de tres niveles, de uso educativo; sometida a cargas Muertas, Vivas y de sismo, las cuales se analizaron el efecto que producen en la estructura, en cuanto a desplazamientos y comportamiento estructural.

### **3.2.2 Diseño de la investigación**

En el presente proyecto de investigación se estudió y se evaluó el comportamiento estructural del Bloque A1 de la Institución Educativa Jaén de Bracamoros, recolectando datos a través del tiempo en periodos especificados. Todo esto relacionándose con la normativa vigente en el país y otras características precisas que defienden la elaboración de la de la propuesta.

### **3.3 Población y Muestra**

Se considera como Población a toda la estructura de la Institución Educativa, por lo que se ha elegido como muestra un Bloque (Bloque A1) de la Institución Educativa Jaén de Bracamoros.

### **3.4 Procedimiento**

Se ha establecido una estructura regular que va a tener el uso específico de Centro Educativo, el cual consta con 3 niveles, siendo el techo del último piso de ningún uso exclusivo.

Para cumplir con los objetivos propuestos en la presente investigación se utilizara el programa Etabs versión 16. A nivel interno de programación, los métodos de solución de las ecuaciones involucradas se concentran en aquellas más apropiadas, según las características numéricas de un problema que viene a ser típico.

El procedimiento realizado se detallara a continuación.

En este ítem se indican los criterios y recomendaciones tomados para la evaluación de los elementos estructurales, basados en la experiencia de otros proyectos y los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones actual.

### 3.4.1 Materiales

Las características de los materiales fueron tomadas del expediente del proyecto **Concreto Armado**

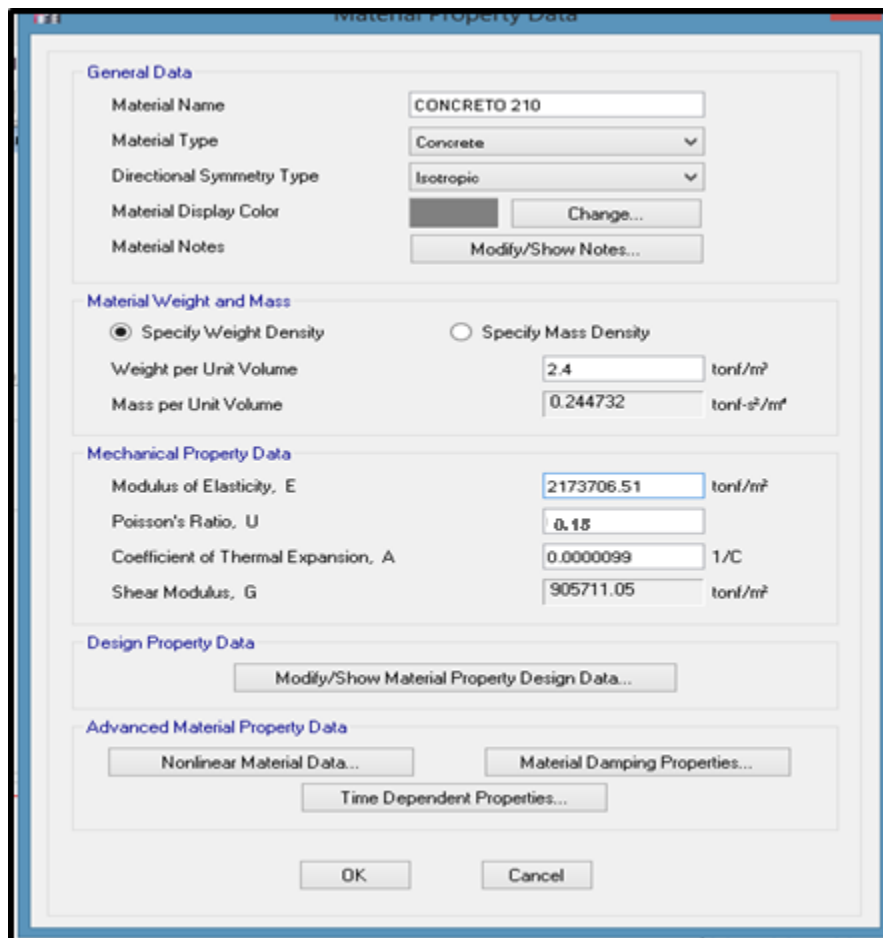
Nombre del material:	concreto Armado
Densidad del concreto:	$\gamma_m = 2400 \text{ Kg/cm}^3$
Resistencia a compresión:	$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo de Elasticidad:	$E'_c = 2173706.5 \text{ Kg/cm}^2$ 218819.7889
Módulo de Poisson:	0.15

El módulo de Elasticidad del concreto,  $E_c$ , se calcula usando la expresión de la sección 8.5 del ACI 318 2011, cuyas unidades en  $\text{Kg/cm}^2$  se muestran a continuación:

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c} \text{ [Kgcm}^2\text{]}$$

EL módulo de elasticidad como el módulo de corte es determinado automáticamente por el programa ETABS V16.

**Figura N° 10: Característica del concreto.**

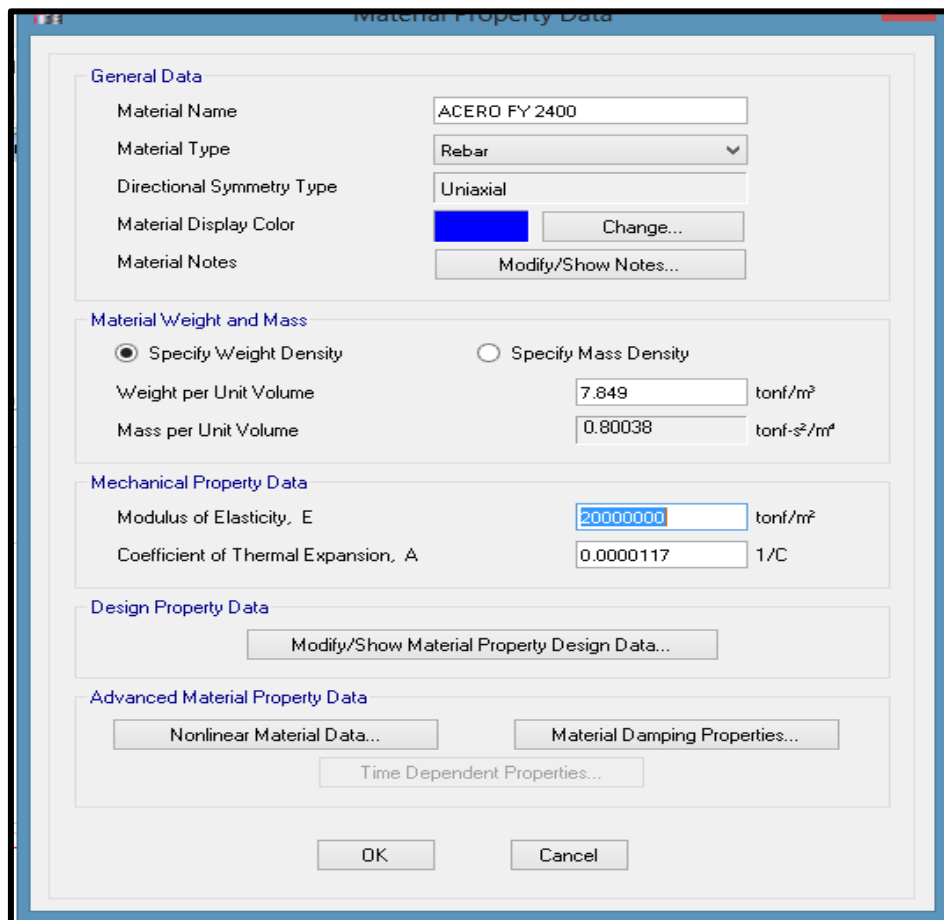


Fuente: Etabs V16

## Acero Fy=240

Nombre del material:	acero 60°
Peso Específico:	$\gamma_m = 7850 \text{ Kg/m}^3$
Módulo de Elasticidad Acero:	$E_c = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$
Resistencia a tracción:	$f_y = 4280 \text{ Kg/cm}^2$ (ASTM A615 Grado 60)
Límite de Esfuerzo de Rotura:	$F_s = 6300 \text{ kg/cm}^2$ (ASTM A615 Grado 60)

Figura N° 11: Característica del acero.



Fuente: Etabs V16

## Albañilería

Material de tabiquería conformado por unidades de albañilería de características definidas asentadas con morteros específicos.

Resistencia a la compresión:	$f_m = 65 \text{ kg/cm}^2$
Peso unitario:	$P_u = 1800 \text{ kg/cm}^3$
Densidad del ladrillo:	$D = 1350 \text{ kg/cm}^3$

Módulo de Poisson:  $\nu = 0.25$

Módulo de Elasticidad:  $E_m = 500 f'm = 32500 \text{ kg/cm}^2$ .

**Figura N° 12: Característica del acero.**

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name: f'm=65 kg/cm2

Material Type: Masonry

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Red Color Swatch] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 1800 kgf/cm<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 1.835489 kgf-s<sup>2</sup>/cm<sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 32500 kgf/cm<sup>2</sup>

Poisson's Ratio, U: 0.25

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000081 1/C

Shear Modulus, G: 13000 kgf/cm<sup>2</sup>

**Design Property Data**

Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

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

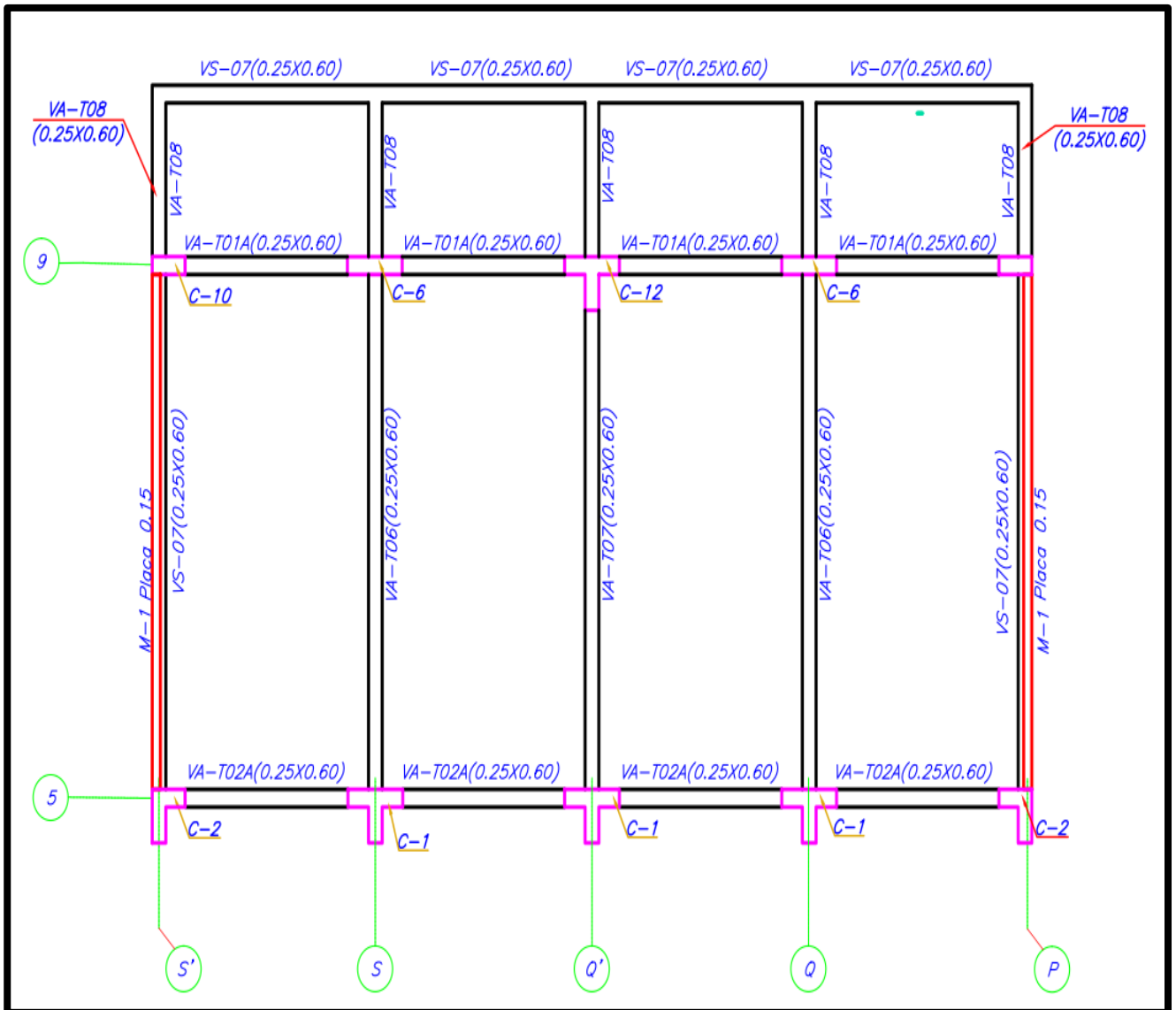
OK Cancel

**Fuente:** Etabs V16

### 3.4.2 Metrado de cargas

Se definen a continuación los pesos unitarios a emplearse para la carga muerta (CM) y carga viva (CV) según lo indicado en la NTE.020:

Figura N° 13: Distribución de columnas, placas, vigas



Fuente: Elaboración propia

- Columnas
- Muros
- Vigas

### 3.4.2.1 Carga Muerta

Tabla N° 10: Peso de las cargas muertas para concreto armado en Columnas

TIPO	# Repeticiones	Área m2	Altura	Volumen M3	Peso Especifico	Peso KG
<b>COLUMNAS PRIMER PISO</b>						
C-1	3.00	0.38	3.90	4.39	2400	10530.00
C-2	2.00	0.28	3.90	2.15	2400	5148.00
C-6	2.00	0.25	3.90	1.95	2400	4680.00
C-10	2.00	0.15	3.90	1.17	2400	2808.00
C-12	1.00	0.38	3.90	1.46	2400	3510.00
<b>PESO PRIMER PISO</b>						<b>26676.00</b>
<b>COLUMNAS SEGUNDO PISO</b>						
C-1	3.00	0.38	3.95	4.44	2400	10665.00
C-2	2.00	0.28	3.95	2.17	2400	5214.00
C-6	2.00	0.25	3.95	1.98	2400	4740.00
C-10	2.00	0.15	3.95	1.19	2400	2844.00
C-12	1.00	0.38	3.95	1.48	2400	3555.00
<b>PESO SEGUNDO PISO</b>						<b>27018.00</b>
<b>COLUMNAS TERCER PISO</b>						
C-1	3.00	0.38	3.95	4.44	2400	10665.00
C-2	2.00	0.28	3.95	2.17	2400	5214.00
C-6	2.00	0.25	3.95	1.98	2400	4740.00
C-10	2.00	0.15	3.95	1.19	2400	2844.00
C-12	1.00	0.38	3.95	1.48	2400	3555.00
<b>PESO TERCER PISO</b>						<b>27018.00</b>
<b>TOTAL PESO EN KILOS DE COLUMNAS (Kg)</b>						<b>80712.00</b>
<b>TOTAL PESO EN TONELADAS DE COLUMNAS (Tn)</b>						<b>80.71</b>

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 11: Peso de las cargas muertas para concreto armado en Muros portantes

TIPO	# Repeticiones	Área m2	Altura	Volumen M3	Peso Especifico	Peso KG
<b>MURO PORTANTE PRIMER PISO</b>						
M1	1.00	1.08	3.90	4.21	1800	7581.60
M2	1.00	1.08	3.90	4.21	1800	7581.60
<b>PESO PRIMER PISO</b>						<b>15163.20</b>
<b>MURO PORTANTE SEGUNDO PISO</b>						
M1	1.00	1.08	3.95	4.27	1800	7678.80
M2	1.00	1.08	3.95	4.27	1800	7678.80

<b>PESO SEGUNDO PISO</b>						<b>15357.60</b>
<b>MURO PORTANTE TERCER PISO</b>						
<b>M1</b>	1.00	1.08	3.95	4.27	1800	7678.80
<b>M2</b>	1.00	1.08	3.95	4.27	1800	7678.80
<b>PESO TERCER PISO</b>						<b>15357.60</b>
<b>TOTAL PESO EN KILOS DE PLACAS (Kg)</b>						<b>45878.40</b>
<b>TOTAL PESO EN TONELADAS DE PLACAS (Tn)</b>						<b>45.88</b>

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 12: Peso de las cargas muertas para concreto armado en Vigas de sección (0.25x0.60).

<b>TIPO</b>	<b># Repeticiones</b>	<b>Área m2</b>	<b>Longitud</b>	<b>Volumen M3</b>	<b>Peso Especifico</b>	<b>Peso KG</b>
<b>VIGAS PRIMER PISO</b>						
<b>VA-T01</b>	4	0.15	2.96	1.78	4200	7459.20
<b>VA-T02</b>	4	0.15	2.96	1.78	4200	7459.20
<b>VA-T06</b>	2	0.15	7.20	2.16	4200	9072.00
<b>VA-T07</b>	1	0.15	6.70	1.01	4200	4221.00
<b>VA-T08</b>	5	0.15	2.40	1.80	4200	7560.00
<b>VS-07</b>	4	0.15	7.20	4.32	4200	18144.00
<b>PESO PRIMER PISO</b>						<b>53915.40</b>
<b>VIGAS SEGUNDO PISO</b>						
<b>VA-T01</b>	4	0.15	2.96	1.78	4200	7459.20
<b>VA-T02</b>	4	0.15	2.96	1.78	4200	7459.20
<b>VA-T06</b>	2	0.15	7.20	2.16	4200	9072.00
<b>VA-T07</b>	1	0.15	6.70	1.01	4200	4221.00
<b>VA-T08</b>	5	0.15	2.40	1.80	4200	7560.00
<b>VS-07</b>	4	0.15	7.20	4.32	4200	18144.00
<b>PESO SEGUNDO PISO</b>						<b>53915.40</b>
<b>VIGAS TERCER PISO</b>						
<b>VA-T01</b>	4	0.15	2.96	1.78	4200	7459.20
<b>VA-T02</b>	4	0.15	2.96	1.78	4200	7459.20
<b>VA-T06</b>	2	0.15	7.20	2.16	4200	9072.00
<b>VA-T07</b>	1	0.15	6.70	1.01	4200	4221.00
<b>VA-T08</b>	5	0.15	2.40	1.80	4200	7560.00
<b>VS-07</b>	4	0.15	7.20	4.32	4200	18144.00
<b>PESO TERCER PISO</b>						<b>53915.40</b>
<b>TOTAL PESO EN KILOS DE VIGAS (Kg)</b>						<b>161746.20</b>
<b>TOTAL PESO EN TONELADAS DE VIGAS (Tn)</b>						<b>161.75</b>

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 13: Peso de Cargas muertas según la Norma E.020 para losas de 0.20m de espesor.

TIPO	# Repeticiones	Área m2	kg/m2	Peso KG
<b>LOSA PRIMER PISO</b>				
Losa	1	123.58	300	37074.00
Alero	4	7.95	300	9540.00
<b>PESO PRIMER PISO</b>				<b>46614.00</b>
<b>LOSA SEGUNDO PISO</b>				
Losa	1	123.58	300	37074.00
Alero	4	7.95	300	9540.00
<b>PESO SEGUNDO PISO</b>				<b>46614.00</b>
<b>LOSA TERCER PISO</b>				
Techo	1	155.38	300	<b>46614.00</b>
<b>PESO TERCER PISO</b>				<b>46614.00</b>
<b>TOTAL PESO EN KILOS (kg)</b>				<b>139842.00</b>
<b>TOTAL PESO EN TONELADAS (Tn)</b>				<b>139.84</b>

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 14: Peso de cargas muertas para albañilería de ladrillos con huecos.

TIPO	# Repeticiones	Ancho	Espeso	Altura	Volumen 3	Densidad kg/m3	Peso KG
<b>MUROS PRIMER PISO</b>							
Muro Alto	1	6.7	0.15	3.5	3.5175	1350	4748.63
Muro Bajo	4	4.5	0.15	1.2	3.24	1350	4374
Parapeto	4	3.67	0.15	1	2.202	1350	2972.7
<b>PESO PRIMER PISO</b>							<b>12095.325</b>
<b>MUROS SEGUNDO PISO</b>							
Muro Alto	1	6.7	0.15	3.5	3.5175	1350	4748.63
Muro Bajo	4	4.5	0.15	1.2	3.24	1350	4374.00
Parapeto	4	3.67	0.15	1	2.202	1350	2972.70
<b>PESO SEGUNDO PISO</b>							<b>12095.325</b>
<b>MUROS TERCER PISO</b>							
Muro Alto	1	6.7	0.15	3.5	3.5175	1350	4748.63
Muro Bajo	4	4.5	0.15	1.2	3.24	1350	4374.00
<b>PESO TERCER PISO</b>							9122.63
<b>TOTAL PESO EN KILOS (kg)</b>							<b>33313.28</b>
<b>TOTAL PESO EN TONELADAS (Tn)</b>							<b>33.31</b>

Fuente: Elaboración propia



Tabla N° 15: Peso de cargas muertas para Acabados.

TIPO	# Repeticiones	Área m2	Peso Unitario kg/m2	Peso KG
<b>PRIMER PISO</b>				
Acabados	1	158	100	15800
<b>PESO PRIMER PISO</b>				<b>15800</b>
<b>SEGUNDO PISO</b>				
Acabados	1	158	100	15800
<b>AZOTEA</b>				<b>15800</b>
Acabados	1	158	100	<b>15800</b>
<b>TOTAL PESO EN KILOS (kg)</b>				<b>47400</b>
<b>TOTAL PESO EN TONELADAS (Tn)</b>				<b>47.4</b>

Fuente: Elaboración propia

Peso muerto del primer piso = 170.26 Tn

Peso muerto del segundo piso = 170.80 Tn

Peso muerto del tercer piso = 167.83 Tn

Peso total de carga muerta = 508.89 Tn

### 3.4.2.2 Carga Viva

Tabla N° 16: Peso de cargas vivas

TIPO	# Repeticiones	Área m2	Peso Unitario kg/m2	Peso KG
<b>PRIMER PISO</b>				
Aulas de centros educativos	2	55.08	250	27540.00
Corredores	4	7.95	400	12720.00
<b>PESO PRIMER PISO</b>				<b>40260.00</b>
<b>SEGUNDO PISO</b>				
Aulas de centros educativos	2	55.08	250	27540.00
Corredores	4	7.95	400	12720.00
<b>PESO SEGUNDO PISO</b>				<b>40260.00</b>
<b>TERCER PISO</b>				
Azotea	1	170.13	125	21266.25
<b>PESO TERCER PISO</b>				<b>21266.25</b>
<b>TOTAL PESO EN KILOS (kg)</b>				<b>101786.25</b>
<b>TOTAL PESO EN TONELADAS (Tn)</b>				<b>101.79</b>

Fuente: Elaboración propia

**CARGA TOTAL EN LA ESTRUCTURA = CM(508.89) + CV(101.79) = 610.68 Tn**

**3.4.3 Análisis sísmico**

El análisis sísmico de una estructura es el estudio de su comportamiento frente a posibles movimientos sísmicos, obteniendo la respuesta en fuerzas producidas en los distintos elementos del edificio y sus desplazamientos.

Para la presente investigación se empleó el programa ETABS V.16., tomando en cuenta las disposiciones de la nueva NTE E.030 de Diseño Sismorresistente indicadas a continuación:

**A. Parámetros sísmicos según la Norma E.030**

**A.1 Factor De Zona (Z)**

La estructura se ubica en Cajamarca, por lo que de acuerdo a la Tabla N° 01 del de la norma E.030 del RNE se ubica en la Zona 2, por lo tanto  $Z = 0.25$ .

**Tabla 01: Factor de zona (Z), fuente: Norma sísmica E.030.**

FACTOR ZONA	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

**A.2 Factor de Condiciones Geotécnicas (S y Tp)**

El tipo de suelo de la Institución Educativa es Tipo 2 suelo intermedio (S2) según el estudio de mecánica de suelos del Expediente Técnico de la Institución Educativa Jaén de Bracamoros.

Utilizamos los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los Períodos  $T_L$  y  $T_p$  dados en las Tablas N° 03 y N° 04.

**Tabla N° 03: Factor de suelo**

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>

<b>Z<sub>4</sub></b>	0,80	1,00	1,05	1,10
<b>Z<sub>3</sub></b>	0,80	1,00	1,15	1,20
<b>Z<sub>2</sub></b>	0,80	1,00	1,20	1,40
<b>Z<sub>1</sub></b>	0,80	1,00	1,60	2,00

El factor suelos es **S = 1.20** para **Z2** y **S2**

**Tabla N° 04: De Periodos **T<sub>L</sub>** y **T<sub>p</sub>****

PERÍODOS <b>T<sub>p</sub></b> Y <b>T<sub>L</sub></b>				
	Perfil de suelo			
	<b>S<sub>0</sub></b>	<b>S<sub>1</sub></b>	<b>S<sub>2</sub></b>	<b>S<sub>3</sub></b>
<b>T<sub>p</sub>(s)</b>	0,3	0,4	0,6	1,0
<b>T<sub>L</sub>(s)</b>	3,0	2,5	2,0	1,6

Según tabla N°04 obtenemos: **T<sub>L</sub> = 2**, **T<sub>p</sub> = 0.6**

### **A.3 Factor de Amplificación Sísmica (C)**

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2,5 \quad \dots\dots\dots (01)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \left( \frac{T_p}{T} \right) \quad \dots\dots\dots (02)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \left( \frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right) \quad \dots\dots\dots (03)$$

Luego calculamos el periodo:

$$T = \frac{hm}{CT}$$

hm= Altura del edificio = 12.45

CT= Coeficiente para estimar el periodo predominante de un edificio.

#### **En la dirección X-X**

CT = 35 Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

Luego reemplazamos en la ecuación N°04

$$T(\text{dirección X}) = \frac{12.45}{60} = 0.36$$

Se cumple la primera ecuación  $T < T_p$  por lo tanto se adopta el valor de amplificación sísmica de **C=2.50**

#### **En la dirección Y-Y**

$T = 60$  Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Luego reemplazamos en la ecuación N°04

$$T(\text{dirección Y}) = \frac{12.45}{60} = 0.2075$$

Se cumple la primera ecuación  $T < T_p$  por lo tanto se adopta el valor de amplificación sísmica de **C=2.50**

#### **A.4 Factor de uso (U)**

Según la norma E.030 del RNE la edificación se clasifica como una edificación de usos institución educativa categoría A2, por lo que el factor uso será de **U = 1.5**.

#### **A.5 Configuración estructural y Coeficiente de Reducción Sísmica (R)**

El Artículo 11 de la norma técnica E.030 del RNE define la regularidad del edificio de acuerdo a la influencia de sus características arquitectónicas en su comportamiento sísmico.

**En la dirección X-X:** Se trata de un sistema de pórticos toma una valor de reducción inicial de  $R = 8$  según la tabla N°06.

**En la dirección Y-Y:** Se trata de un sistema dual toma una valor de reducción inicial de  $R = 7$  según la tabla N°06.

## A.6 Irregularidad

Según el expediente técnico la estructura es regular, cumpliendo esta con la exigencia de la norma para centros educativos por ser de categoría A2.

Según la norma técnica E.030 el coeficiente de reducción para una estructura regular, las fuerzas sísmicas se determinarán como el producto del coeficiente  $R_0$  determinado en la tabla N°7 y de los factores  $I_a$ ,  $I_p$  que por ser una estructura **REGULAR** toman un valor de (1):

$$R_0 X - X = 8$$

$$R_0 Y - Y = 7$$

$$I_a = 1$$

$$I_p = 1$$

Reemplazamos en la ecuación N°05:

$$R X - X = 7 * 1 * 1 = 8$$

$$R Y - Y = 8 * 1 * 1 = 7$$

### A.6 Estimación del Peso (P)

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará para una edificación de categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva:

**Tabla N° 17: Peso Sísmico**

PISO	CARGA MUERTA	50%(CARGA VIVA)	PESO SISMICO Tn
1	170.26	20.13	190.39
2	170.80	20.13	190.93
3	167.83	10.63	178.46
<b>PESO SISMICO TOTAL</b>			<b>559.79</b>

Fuente: Elaboración propia

## B. Análisis estático

Calculamos los factores y fuerzas que actúan en un análisis estático para luego ingresar al programa ETABS V.16.

### B.1 Fuerza Cortante en la Base en la dirección X

Encontramos la fuerza cortante en la base reemplazamos en la ecuación N°06, con la acepción del peso sísmico ya que el programa ETABS lo calculara:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} . P \quad \dots\dots\dots (06)$$

Donde:

$$Z = 0.25 \quad S = 1.2$$

$$U = 1.5 \quad R = 8$$

$$C = 2.5$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que 0.125, remplazamos en la ecuación N°07.

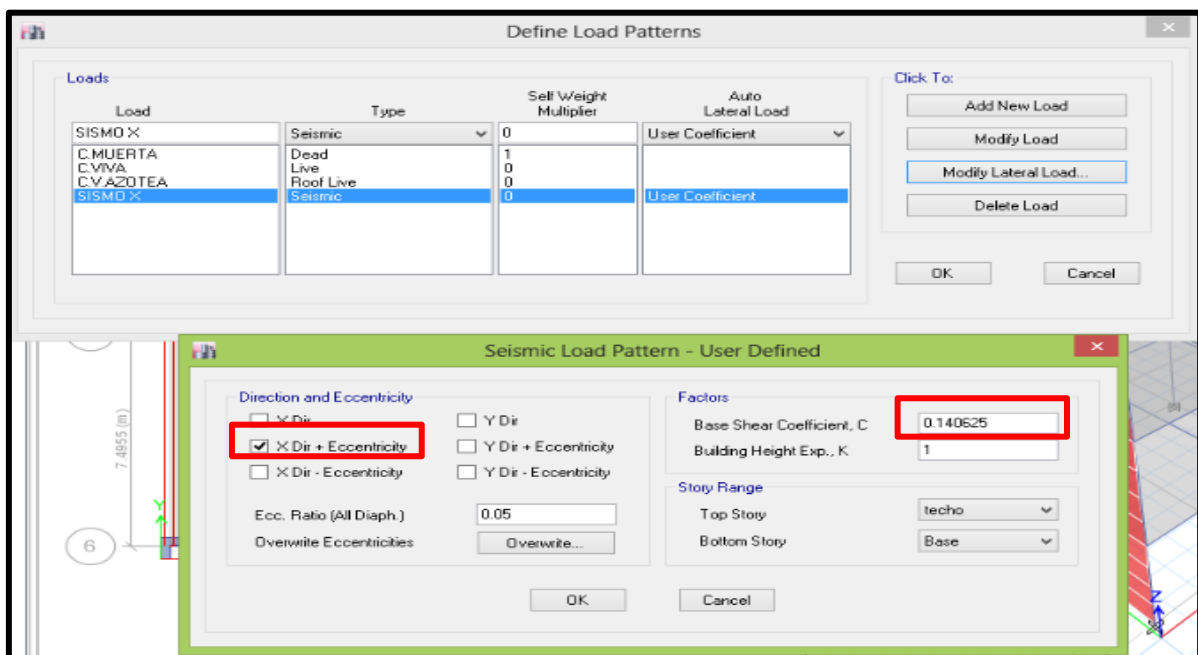
$$\frac{2.5}{7} \geq 0.125$$

$$0.357 \geq 0.125 \quad OK$$

$$V = \frac{(0.25)(1.5)(2.5)(1.2)}{8} * P$$

$$V = 0.140625 * P$$

Figura N° 14: Asignación de la cortante en la dirección X.



Fuente: Etabs V16

### B.1 Fuerza Cortante en la Base en la dirección Y

Encontramos la fuerza cortante en la base remplazamos en la ecuación N°06, con la acepción del peso sísmico ya que el programa ETABS lo calculara:

Donde:

$$Z = 0.25 \quad S = 1.2$$

$$U = 1.5 \quad R = 7$$

$$C = 2.5$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que 0.125, remplazamos en la ecuación

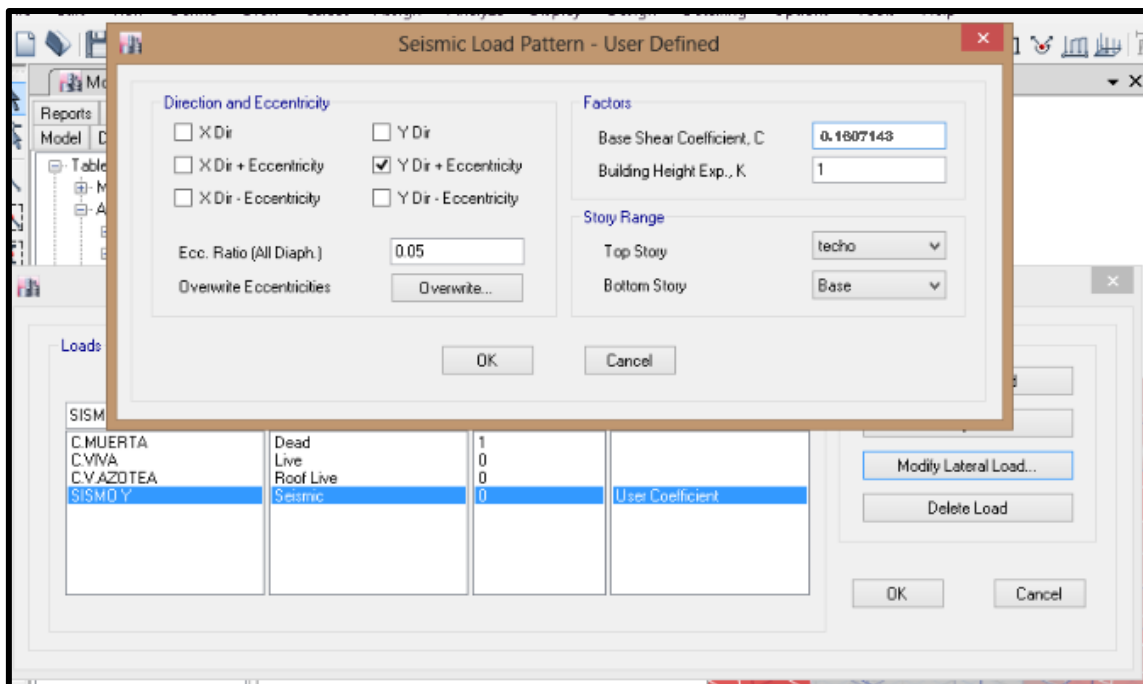
N°07.

$$\frac{2.5}{7} \geq 0.125$$

$$0.357 \geq 0.125 \quad OK$$

$$V = \frac{(0.25)(1.5)(2.5)(1.2)}{7} * P$$

$$V = 0.1607143 * P$$



Fuente: Etabs V16

### Análisis dinámico (Modal espectral)

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral.

#### C.1 Aceleración espectral

Calculamos el espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por la ecuación N°10, para diferentes periodos, pero sin considerar en la gravedad porque será adicionada al momento de cargar el programa ETABS:

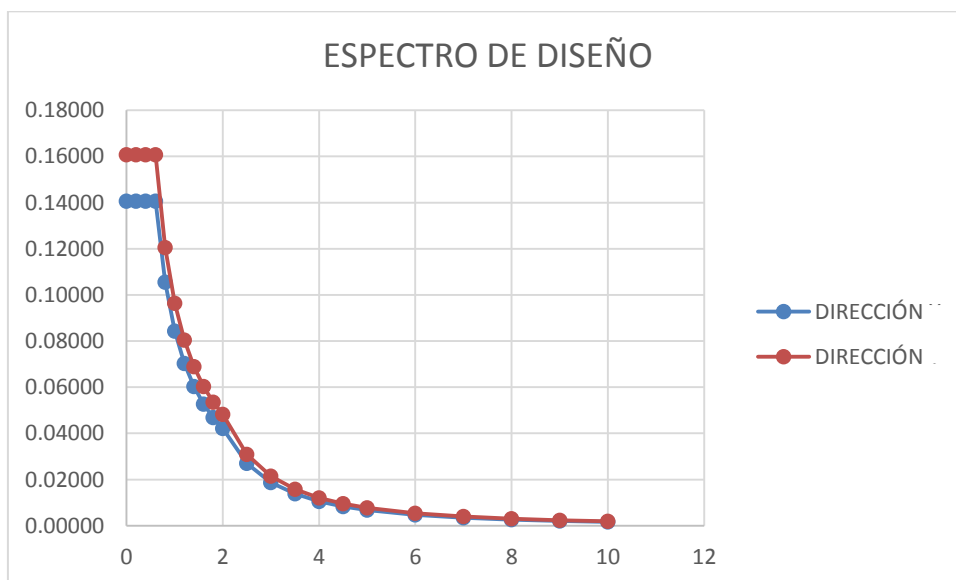
$$ZUS/R = 0.064$$

**Tabla N° 18: Aceleración espectral**

ESPECTRO DE ACELERACIÓN			
PERIODO	A. SISMICA	X	Y
T	C	ZUCS/R	ZUCS/R
0	2.5	0.14063	0.16071
0.2	2.5	0.14063	0.16071
0.4	2.5	0.14063	0.16071
0.6	2.5	0.14063	0.16071
0.8	1.875	0.10547	0.12054
1	1.5	0.08438	0.09643
1.2	1.25	0.07031	0.08036
1.4	1.07142857	0.06027	0.06888
1.6	0.9375	0.05273	0.06027
1.8	0.83333333	0.04688	0.05357
2	0.75	0.04219	0.04821
2.5	0.48	0.02700	0.03086
3	0.33333333	0.01875	0.02143
3.5	0.24489796	0.01378	0.01574
4	0.1875	0.01055	0.01205
4.5	0.14814815	0.00833	0.00952
5	0.12	0.00675	0.00771
6	0.08333333	0.00469	0.00536
7	0.06122449	0.00344	0.00394
8	0.046875	0.00264	0.00301
9	0.03703704	0.00208	0.00238
10	0.03	0.00169	0.00193

Fuente: Elaboración propia

**Figura N° 15: Formas Como Varía la Aceración en un Sismo Teóricamente**



Fuente: Elaboración propia



## CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

### 4.1 Presentación de los resultados

De acuerdo con los objetivos de la investigación, se ha evaluado los desplazamientos en la estructura y las fuerzas internas en sus componentes estructurales, los cuales se detallan a continuación:

#### 4.1.1 Desplazamientos para el análisis estático

Donde:

Desplazamiento Lateral =  $0.75 \cdot R \cdot \text{Desplazamiento}$

Límite para Desplazamiento de Entrepiso = 0.007, para concreto armado

Límite para Desplazamiento de Entrepiso = 0.005, para albañilería

**Figura N° 16: Desplazamiento que nos da el ETABS Del Sismo en la Dirección X**

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
piso1	C.V.AZDTEA	Y	0.005	0.005	1.005
techo	SISMO X	X	5.955	5.8	1.027
piso2	SISMO X	X	4.43	4.315	1.027
piso1	SISMO X	X	1.95	1.894	1.03

Fuente: Datos del Etabs V16.

**Tabla N° 19: Cálculo de desplazamientos en dirección X.**

DERIVAS PARA SISMO EN DIRECCION (X)								
PISO	Hi piso(mm)	D.ABS (mm)	D.RELA (mm)	DERIVA= D.REL/Hi	R	RIGIDEZ= 0.75*R*DERI	REGIDEZ NORMA E.030	REGIDEZ<REGI. NORMA
3	4150	5.955	1.525	0.00036747	8	0.00220482	0.007	OK
2	4150	4.43	2.48	0.00059759	8	0.00358554	0.007	OK
1	4150	1.95	1.95	0.00046988	8	0.00281928	0.007	OK

Fuente: Elaboración propia}

**Figura N° 17: Desplazamiento que nos da el ETABS Del Sismo en la Dirección Y**

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
piso1	C.V.AZOTEA	Y	0.005	0.005	1.005
techo	SISMO Y	Y	5.624	5.145	1.093
piso2	SISMO Y	Y	3.931	3.592	1.095
piso1	SISMO Y	Y	1.784	1.626	1.097

Fuente: Datos del Etabs V16.

**Tabla N° 20: Cálculo de desplazamientos en dirección Y.**

DERIVAS PARA SISMO EN DIRECCION (Y)								
PISO	Hi piso(mm)	D.ABS (mm)	D.RELA (mm)	DERIVA= D.REL/Hi	R	RIGIDEZ= 0.75*R*DERI	REGIDEZ NORMA E.030	REGIDEZ<REGI. NORMA
3	4150	5.624	1.693	0.000407952	7	0.00091789	0.005	OK
2	4150	3.931	2.147	0.000517349	7	0.00116404	0.005	OK
1	4150	1.784	1.784	0.00042988	7	0.00096723	0.005	OK

Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.2 Cortante en la base para el análisis estático

La fuerza cortante en la base para el análisis estático es:

**Figura N° 18: Fuerza cortante en la base en la dirección X del análisis estático**

Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overriden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Seismic	X + Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	techo	Base	0.140625	1	491.0131	69.1612

Fuente: Datos del Etabs V16.

Cortante en dirección X: 69.1612 Tn

**Figura N° 19: Fuerza cortante en la base en la dirección Y del análisis estático**

Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overriden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Seismic	Y + Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	techo	Base	0.375	1	491.0131	184.4299

Fuente: Datos del Etabs V16.

Cortante en dirección Y: 184.4299 Tn

### 4.1.3 Desplazamientos para el análisis dinámico

Donde:

Desplazamiento Lateral =  $0.75 \cdot R \cdot \text{Desplazamiento}$

Límite para Desplazamiento de Entrepiso = 0.007, para concreto armado

Límite para Desplazamiento de Entrepiso = 0.005, para albañilería

**Figura N° 20: Desplazamiento que nos da el ETABS Del Sismo en la Dirección X**

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
piso1	C.V.AZOTEA	Y	0.005	0.005	1.005
techo	SISMO EN X Max	X	5.08	4.973	1.021
piso2	SISMO EN X Max	X	3.803	3.723	1.022
piso1	SISMO EN X Max	X	1.681	1.64	1.025

Fuente: Datos del Etabs V16.

**Tabla N° 21: Cálculo de desplazamientos en dirección X.**

DERIVAS PARA SISMO EN DIRECCION (X)								
PISO	Hi piso(mm)	D.ABS (mm)	D.RELA (mm)	DERIVA= D.REL/Hi	R	RIGIDEZ= $0.75 \cdot R \cdot \text{DERI}$	REGIDEZ NORMA E.030	REGIDEZ<REGI. NORMA
3	4150	5.08	1.277	0.000307711	8	0.00184627	0.007	OK
2	4150	3.803	2.122	0.000511325	8	0.00306795	0.007	OK
1	4150	1.681	1.681	0.00040506	8	0.00243036	0.007	OK

Fuente: Elaboración propia

**Figura N° 21: Desplazamiento que nos da el ETABS Del Sismo en la Dirección Y**

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
piso2	C.V.AZOTEA	Y	0.014	0.014	1.007
piso1	C.V.AZOTEA	Y	0.005	0.005	1.005
techo	SISMO EN Y Max	Y	5.019	4.808	1.044
piso2	SISMO EN Y Max	Y	3.494	3.344	1.045
piso1	SISMO EN Y Max	Y	1.57	1.5	1.046

Fuente: Datos del Etabs V16.

Tabla N° 22: Cálculo de desplazamientos en dirección Y.

DERIVAS PARA SISMO EN DIRECCION (Y)								
PISO	Hi piso(mm)	D.ABS (mm)	D.RELA (mm)	DERIVA= D.REL/Hi	R	RIGIDEZ= 0.75*R*DERI	REGIDEZ NORMA E.030	REGIDEZ<REGI. NORMA
3	4150	5.019	1.525	0.00036747	7	0.00082681	0.005	OK
2	4150	3.494	1.924	0.000463614	7	0.00104313	0.005	OK
1	4150	1.57	1.57	0.000378313	7	0.00085120	0.005	OK

Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.4 Cortante en la base para el análisis dinámico

Fuerza cortante en la base para el análisis dinámico es:

Figura N° 22: Fuerza cortante en la base en la dirección X del análisis dinámico

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf
piso1	SISMO EN X Max	Bottom	0.0187	59.5488

Fuente: Datos del Etabs V16.

La fuerza cortante en la base para el análisis dinámico en la dirección X es = 59.54488 Tn

Figura N° 23: Fuerza cortante en la base en la dirección Y del análisis dinámico

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
piso1	SISMO EN Y Max	Bottom	18.5745	0.0631	148.0083

Fuente: Datos del Etabs V16.

La fuerza cortante en la base para el análisis dinámico en la dirección Y es = 148.0083 Tn

La fuerza cortante en la base para el análisis dinámico tiene que ser mayor al 80% de la fuerza cortante del análisis estático, para cumplir con la rigidez mínima que nos especifica la norma E.030:

La fuerza cortante en la base:

Cortante en dirección X: FC.DINAMICO > 80%F.C.ESTATICO .... OK

Cortante en dirección Y: FC.DINAMICO > 80%F.C.ESTATICO .... OK

Cortante en dirección X: 59.54488 Tn > 55.32896.... OK

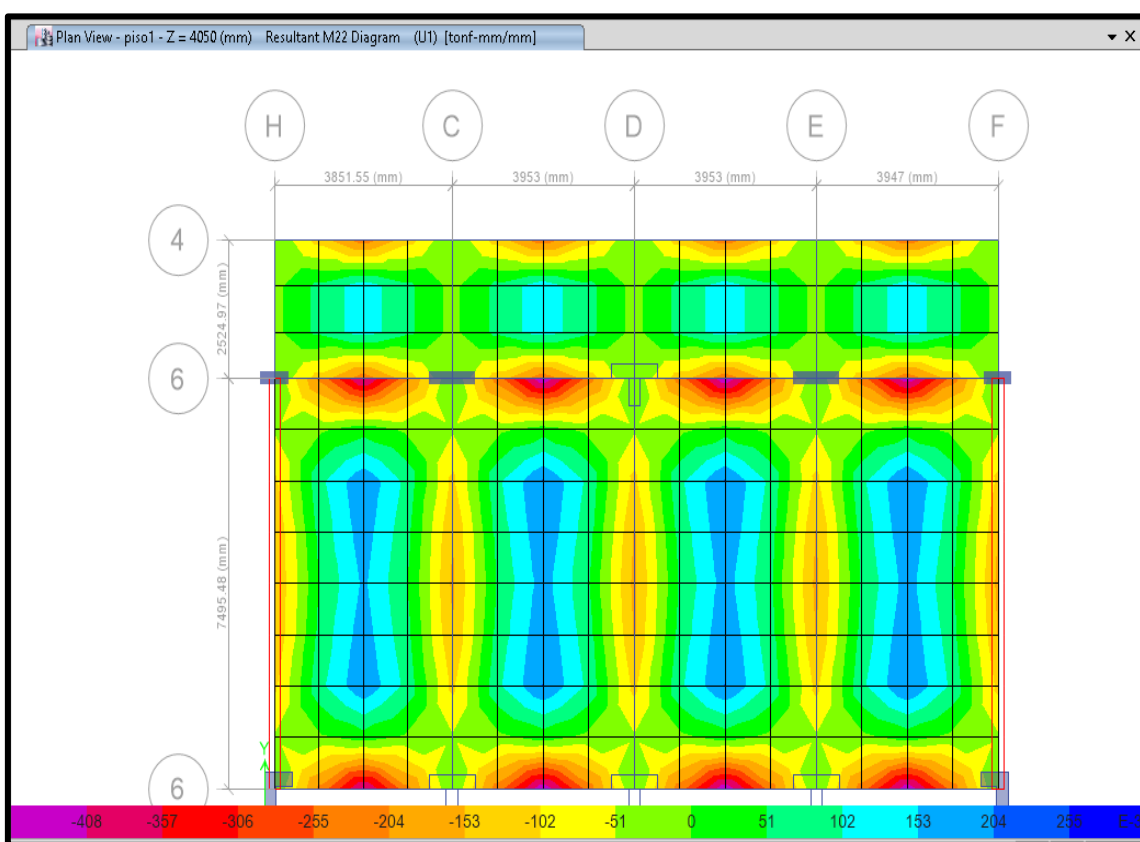
Cortante en dirección Y: 148.0083 > 147.54392 .... OK

#### 4.1.5 Fuerzas en los elementos estructurales

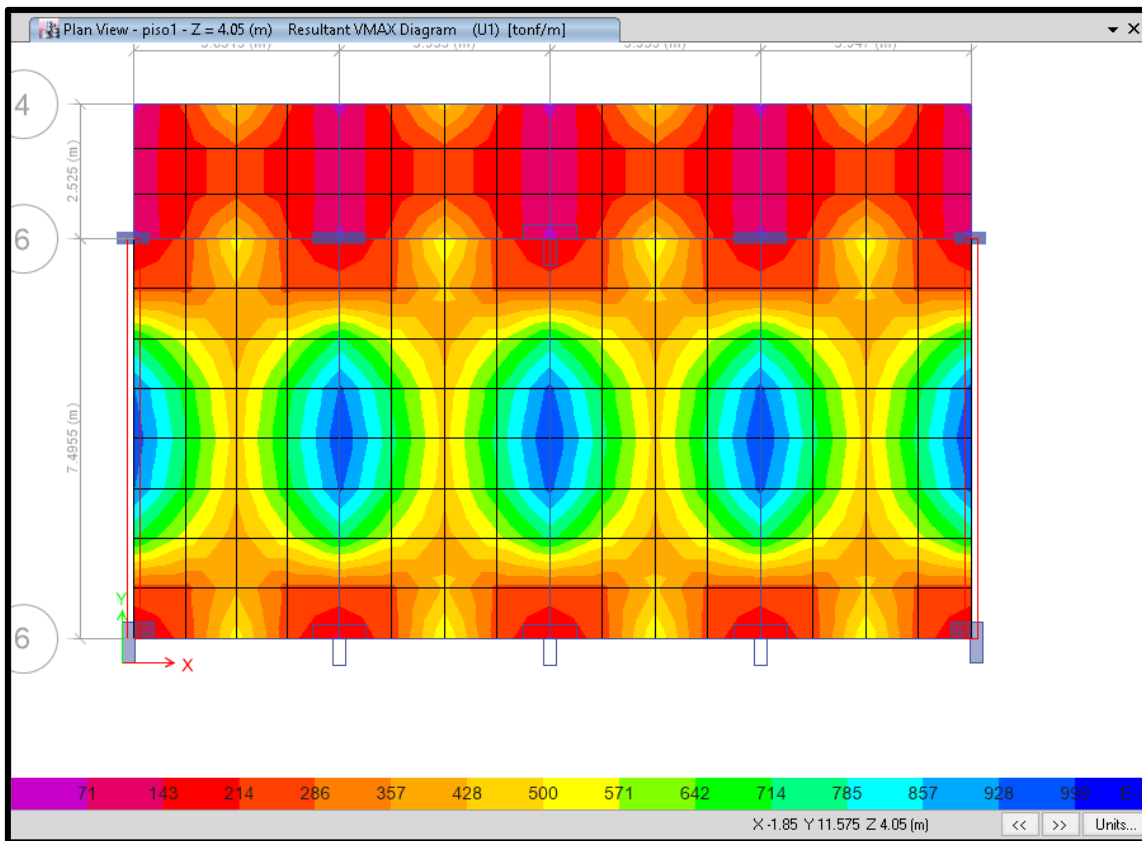
##### 4.1.2.1 Losas

Las losas no deben presentar cambios en su diseño porque solo actúan cargas muertas y vivas sobre ella y se tomara la combinación de 1.4CM + 1.7CV se muestran en la figura N° 13.

**Figura N° 24: Distribución de momentos flectores en el aligerado en primer nivel**



**Figura N° 25: Distribución de cortantes en el aligerado en primer nivel**



Se obtuvieron los siguientes resultados:

El momento negativo máximo: 0.46 Tn

El momento positivo máximo: 0.21 Tn

El cortante negativo máximo: 1.28 Tn

El cortante positivo máximo: 1.28Tn

#### **4.1.2.2 Vigas**

La norma NTE E.060 establece que momento último y la cortante última ( $M_u$ ,  $V_u$ ), para cargas muertas (CM), vivas (CV) y de sismo (CS) se obtendrá de la combinación más crítica, las cuales se establecen por la envolvente calculada por el programa ETABS.

Figura N° 26: Envoltente de diagrama de momentos flectores, vista frontal

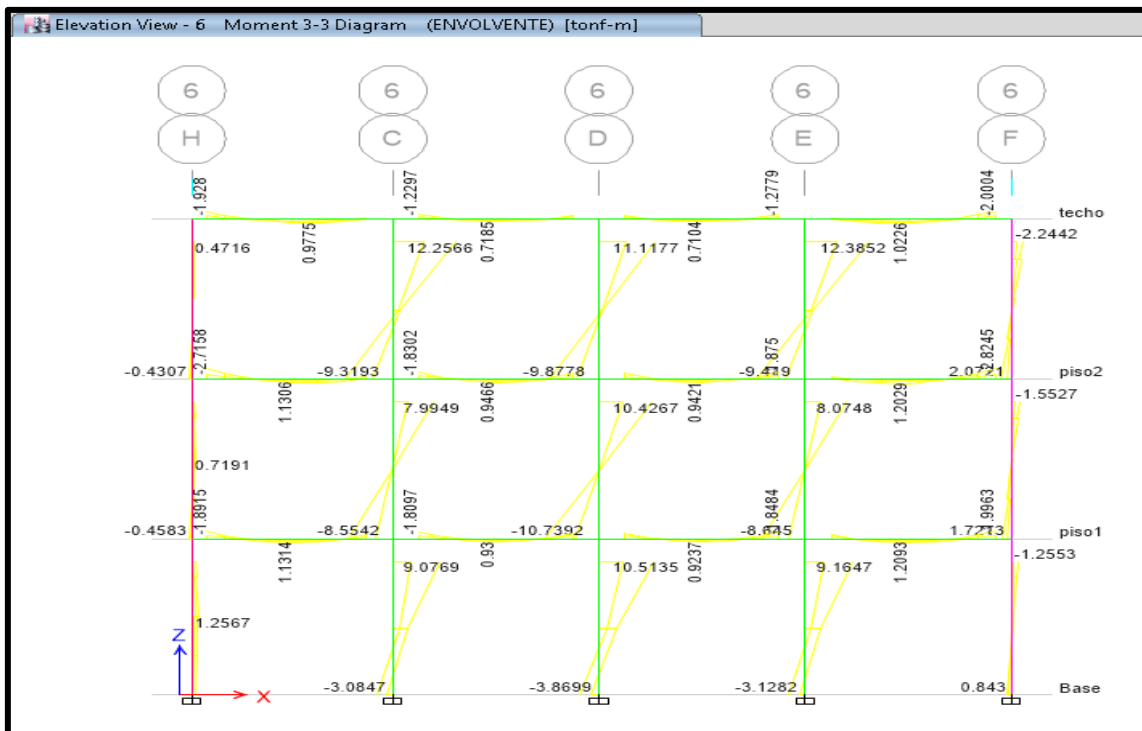


Figura N° 27: Envoltente de diagrama de momentos flectores, vista lateral

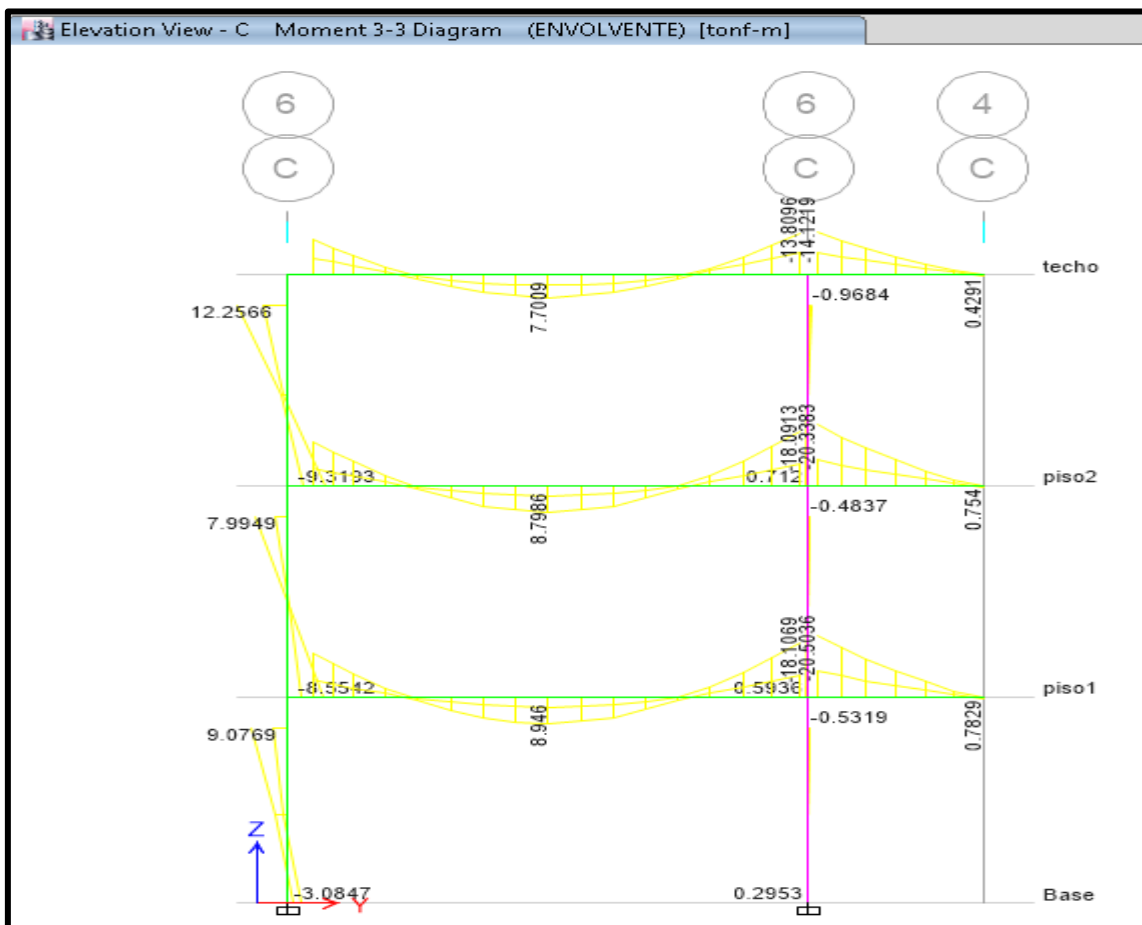


Figura N° 28: Envoltente del diagrama de fuerza cortante, vista frontal

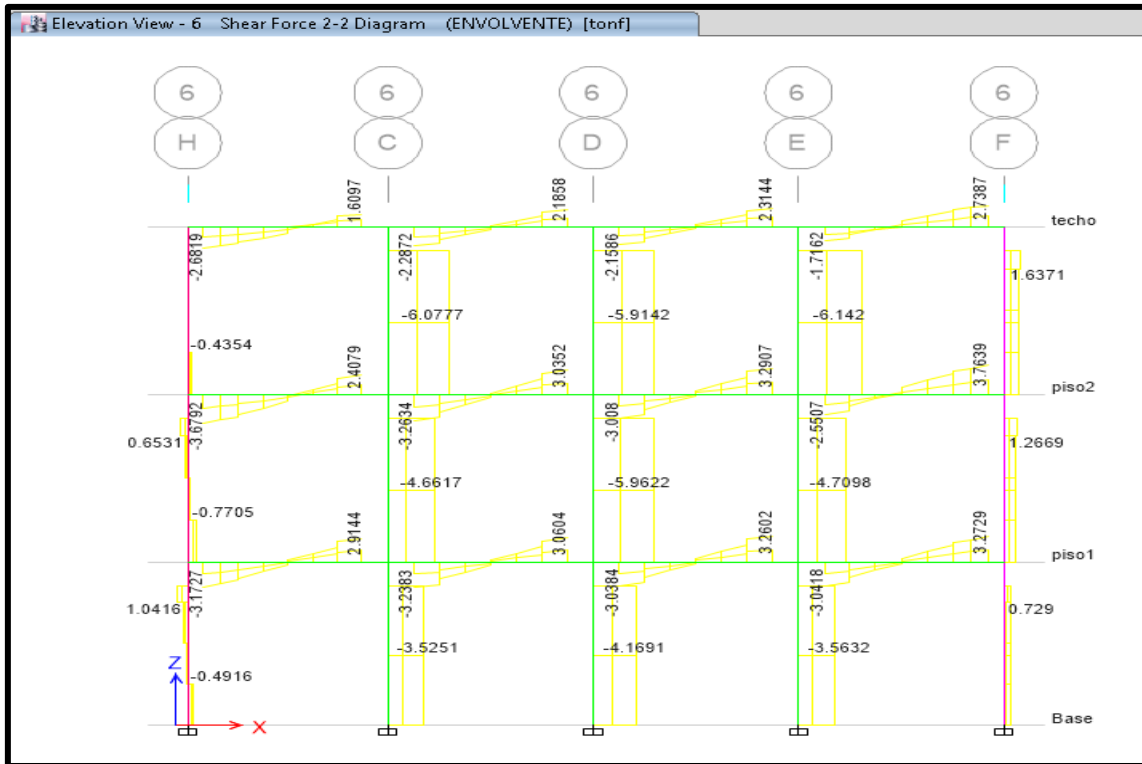
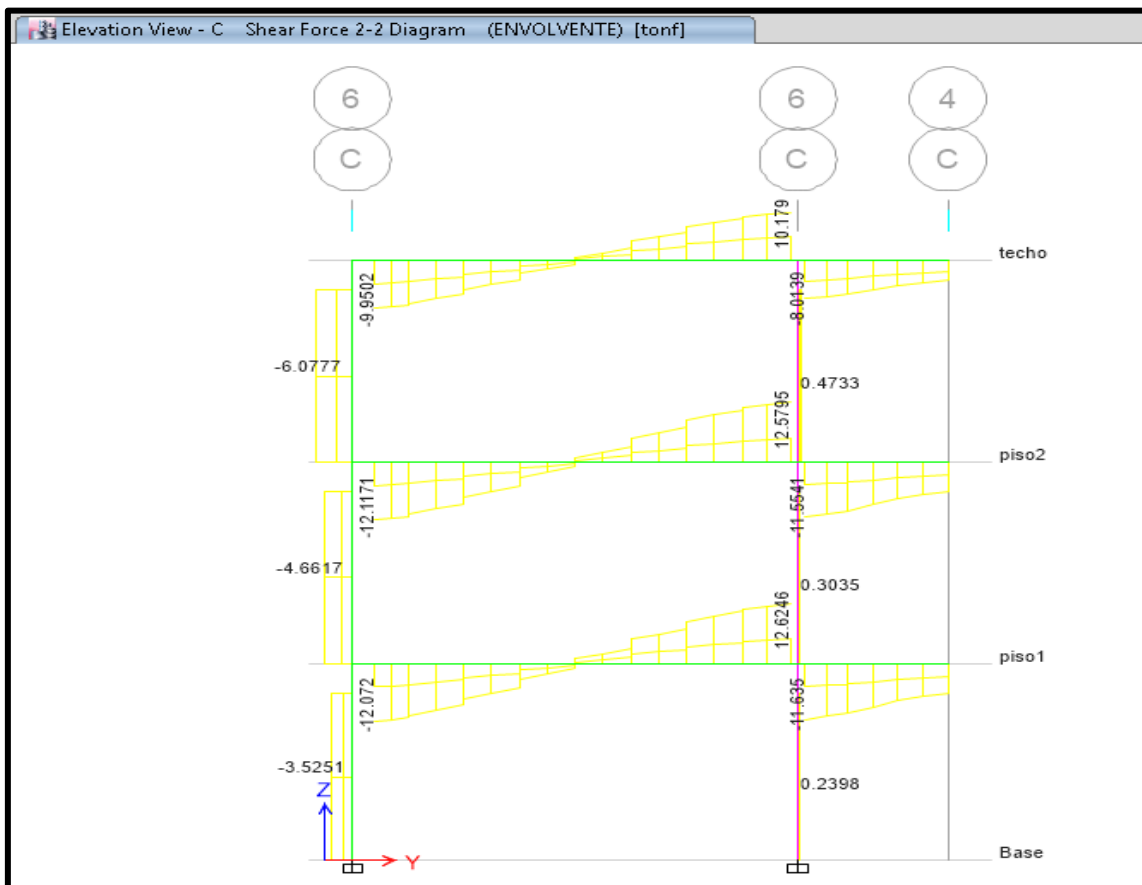


Figura N° 29: Envoltente del diagrama de fuerza cortante, vista lateral

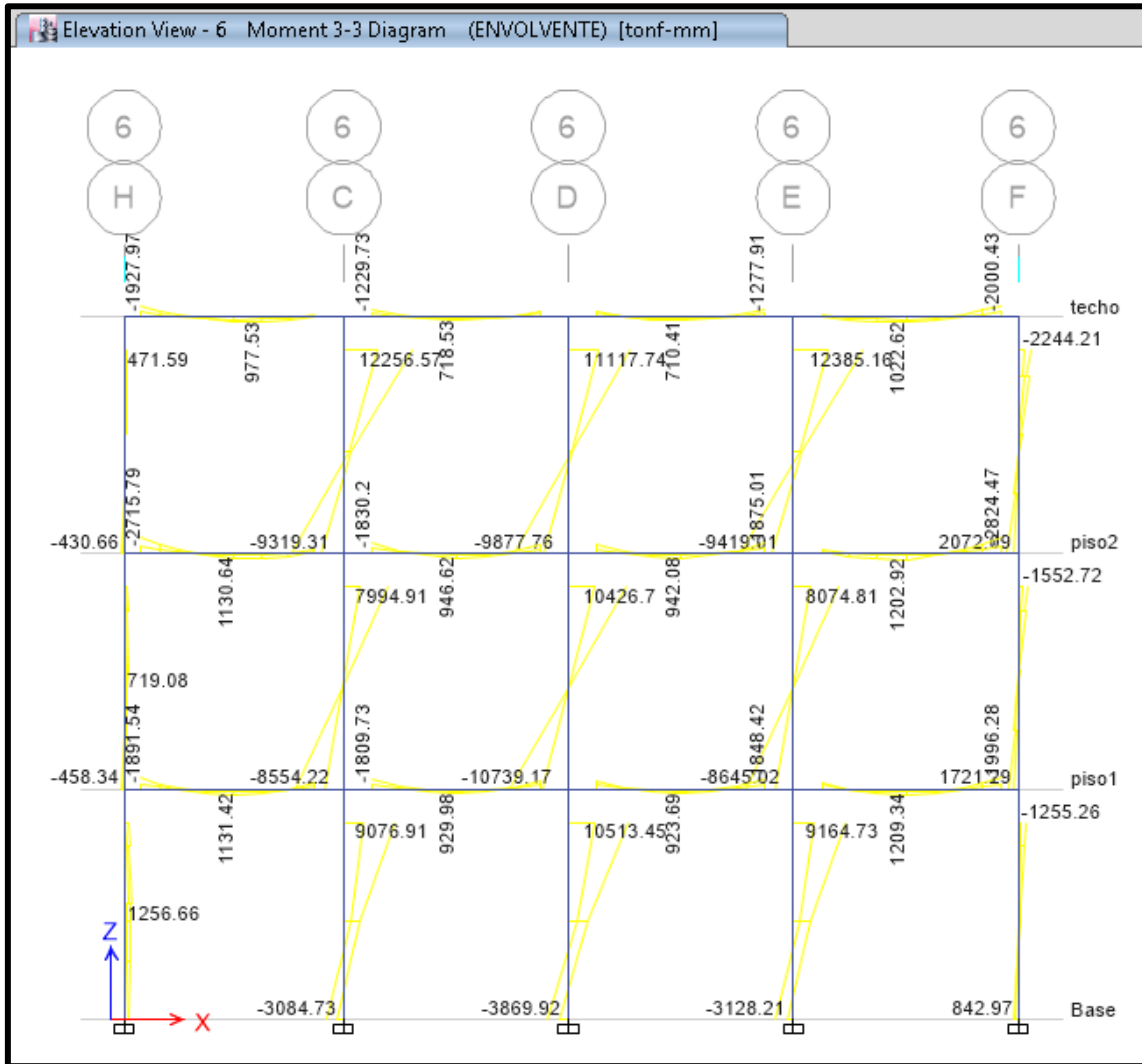




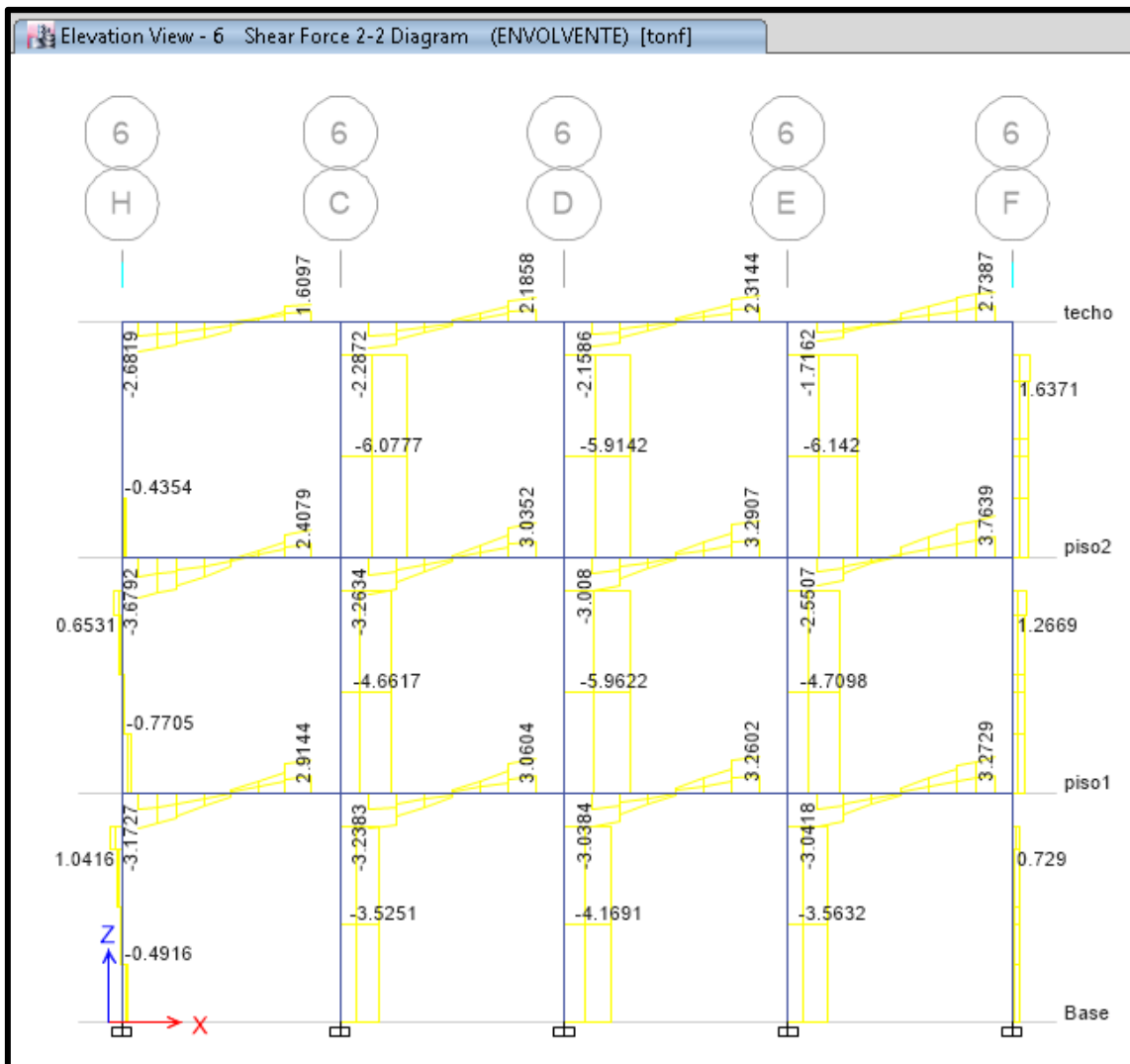
### 4.1.2.3 Columnas

Las fuerzas en las columnas debido a la carga máximas envolventes generadas por el programa ETABS.

**Figura N° 30: Momentos flectores debido a la combinación envolvente.**



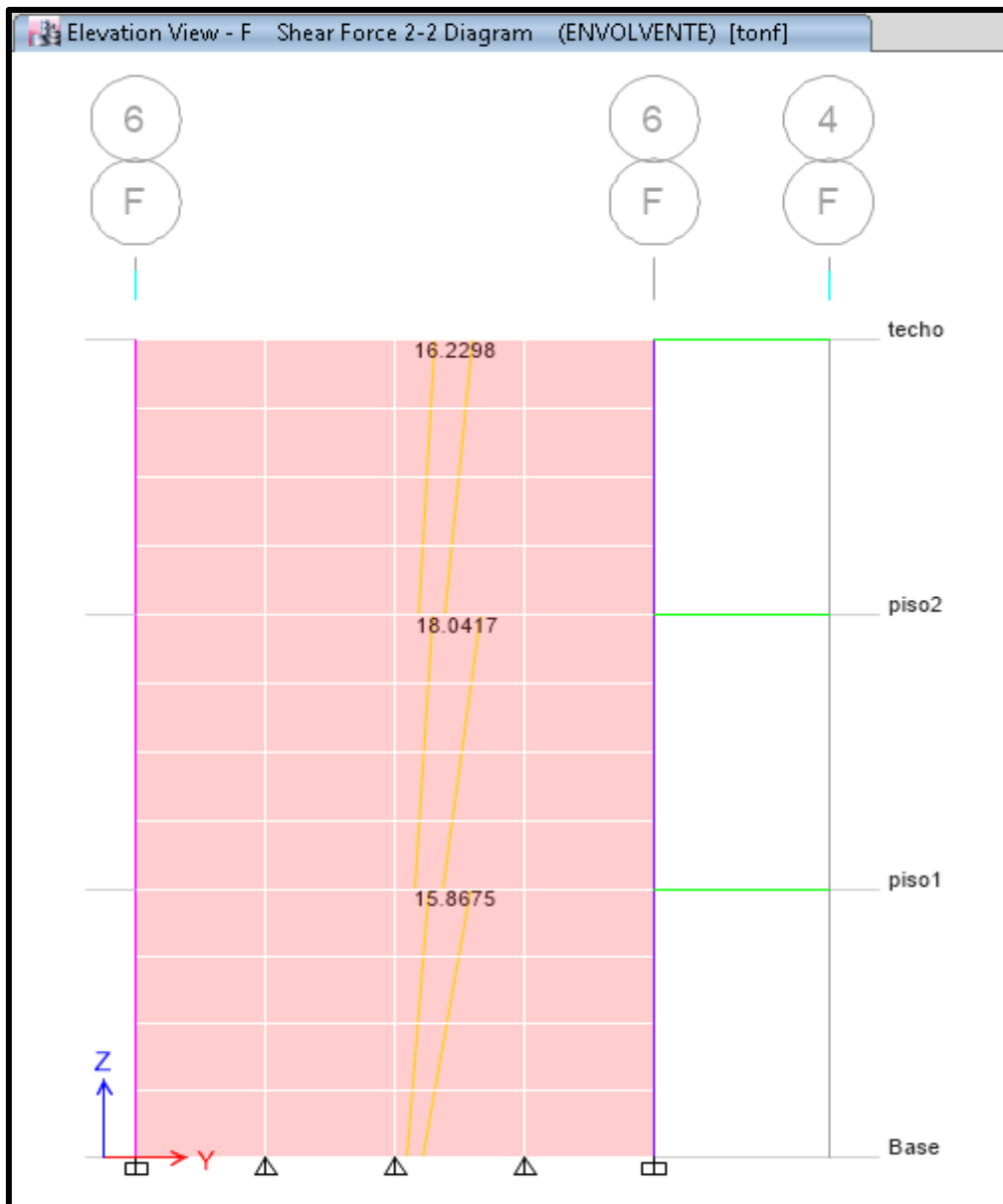
**Figura N° 31: Fuerzas cortantes debido a la combinación envolvente.**



#### 4.1.2.4 Albañilería

Cargas actuantes en los muros son las cargas axiales verticales incluyendo 100% de la sobrecarga.

**Figura N° 32: Fuerzas axiales en muro portante**



#### 4.1.6 Verificación del Diseño en los Elementos Estructurales

##### 4.1.3.1 Verificación del Diseño de las Losas

El cálculo del acero correspondiente se realizó con las ecuaciones 15 al 18 presentadas en el capítulo II de esta investigación, y se muestran en la tabla N°23.

**Tabla N° 23: Verificación del diseño por flexión del aligerado.**

	Mu	b	d	f'c	fy	As	As max	As min
<b>positivo</b>	0.39	10	17	210	4200	0.68	2.71	0.411
<b>negativo</b>	0.46	10	17	210	4200	0.76	2.71	0.411

Fuente: Elaboración propia

Acero colocado en el expediente

Acero positivo:  $1 \varnothing 3/8" = 0.71$

Acero negativo:  $1 \varnothing 3/8" = 0.71$

El acero de temperatura

Para acero corrugado la cuantía es  $\rho = 0.002$ , reemplazando en la formula N°13.

$A_s = 0.002 \times 20 \times 10 = 0.4$

Acero temperatura:  $\varnothing 1/4"$

El acero en los aligerados corresponde con los planos estructurales presentados en el Anexo N°04.

En los aligerados la resistencia al corte debe ser asumida íntegramente por el concreto ya que está no lleva estribos y debe ser mayor al cortante máximo  $0.996 T$ . La resistencia al corte se calculó con la ecuación 19.

$$\begin{aligned}\varnothing \cdot v_c &= 1.11T \\ \varnothing \cdot v_c &\geq V_u\end{aligned}$$

Por tanto el concreto soporta mayor resistencia a la cortante que lo requerido, no se diseñan estribos.

#### 4.1.3.2 Verificación del Diseño de las Vigas (25X60)

El cálculo del acero correspondiente se realizó con las ecuaciones 13 al 18 presentadas en el capítulo II de esta investigación, y se muestran en la tabla N°24.

**Tabla N° 24: Verificación del diseño por flexión del aligerado.**

<b>Mu (Tn-m)</b>	<b>b</b>	<b>d</b>	<b>f'c</b>	<b>fy</b>	<b>As</b>	<b>As max</b>	<b>As min</b>
8.95	25	55	210	4200	4.75	21.91	3.32
11.23	25	55	210	4200	5.9	21.91	3.32
18.09	25	55	210	4200	9.44	21.91	3.32

Fuente: Elaboración propia

Acero colocado según expediente para cada caso:

$3 \varnothing 5/8" = 5.94 \text{ cm}$

$3 \varnothing 5/8" = 5.94 \text{ cm}$

$5 \varnothing 5/8" = 9.9 \text{ cm}$

Mayor a la cuantía solicitada, por lo que se concluye que el diseño es correcto, ver Anexo N°04.

Verificación de la viga  $0.25\text{m} \times 0.60\text{m}$  por corte:

$V_u = 12.62$        $\varnothing V_c = 8.9$

$$V_s = 4.29 \quad S = 38.23$$

S = 17.50 cm, estribos cada 20cm

El área de acero en los estribos especificados en los planos del expediente son los requeridos ver anexo N°4.

#### 4.1.3.3 Verificación del Diseño de las Columnas

Se muestran el resumen de cargas en las tablas N°25, 27 y 29, para las columnas tipo T, L y rectangulares; con los que se realizará la verificación del diseño mediante sus diagramas de iteración y combinaciones de carga establecidas en la Norma de Concreto Armado E.060.

##### A. Análisis de la columna (T)

Tabla N°25: Fuerzas axiales y momentos flectores para la columna T, por cargas de gravedad y el análisis modal espectral.

**Tabla N° 25: Fuerzas axiales y momentos flectores**

Tipo de carga	P (Tn)	M22 (Tn-m)	M33 (Tn-m)
Muerta	64.22	0.83	-0.13
Viva	9.21	0.15	-0.02
Sismo en X	26.45	13.23	0.33
Sismo en Y	19.23	3.21	1.85

Fuente: elaboración propia con datos de Etabs V16

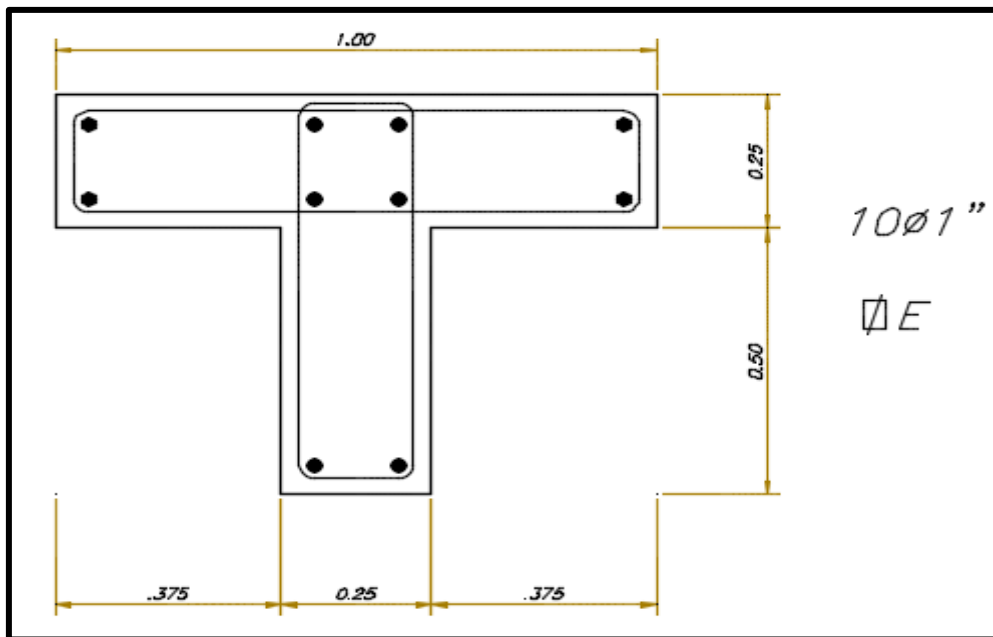
**Tabla N° 26: Combinación de carga Pu y Mu para la columna en estudio**

Combinación de carga	P (Tn)	Mx (Tn-m)	My (Tn-m)
1.4CM+1.7CV	105.57	1.42	-0.22
1.25(CM+CV)+SX	118.24	14.46	0.14
1.25(CM+CV)-SX	65.34	-12.01	-0.52
0.9CM+SX	84.25	13.98	0.21
0.9CM-SX	31.35	-12.48	-0.45
1.25(CM+CV)+SY	111.02	4.44	1.66
1.25(CM+CV)-SY	72.56	-1.99	-2.04
0.9CM+SY	77.03	3.96	1.73
0.9CM-SY	38.57	-2.46	-1.97

Fuente: elaboración propia con datos de tabla N°25

Para la sección T de área bruta de 3750 cm<sup>2</sup>, la cuantía mínima de 1% obtenemos 37.5 cm<sup>2</sup> de acero y el área de acero especificado en los planos es de 50.7 cm<sup>2</sup>; por lo que se empezara la interacción con 10 barras de  $\varnothing 1''$ .

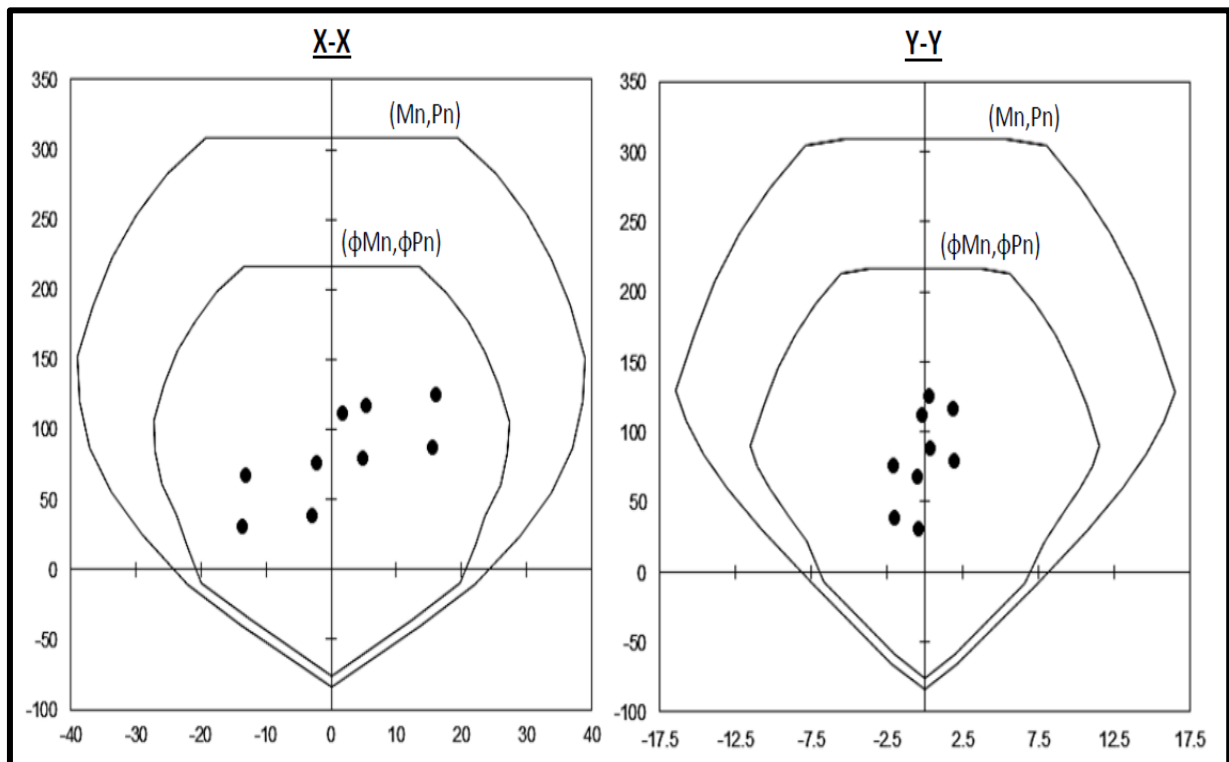
Figura N° 33: Columna T, especificado en planos de estructuras (ver anexo N°4)



Fuente: Planos del expediente técnico

Elaborando el diagrama de interacción para ambas direcciones y ubicados los puntos (Mu, Pu).

Figura N° 34: Puntos (Mu, Pu) ubicados en los diagramas de interacción para cada dirección



Fuente: Elaboración propia

Como se muestra en la figura N°31 del diagrama de iteración para la columna T para las combinaciones de carga Pu - Mu se ubican por debajo de las curvas de resistencia con un margen razonable; por lo que el acero especificado en los planos del expediente cumplen para el diseño.

Como se vio en los diagramas de interacción los momentos flectores en ambas direcciones son muy bajos por lo que no es necesario hacer el análisis por flexión biaxial.

Para el cálculo se tomara el Vu máximo obtenido para la combinación mayor **1.25 (CM+CV)+SX**, en la dirección X, por lo que se analizara solo en la dirección Siendo la carga ultima de 118.24 Tn reemplazamos en la fórmula 32.

$$v_c = 0.53 * \sqrt{210} \left( 1 + \frac{118.24}{140 * 3750} \right) 100 * 70 = 53.8 \text{ Tn}$$

$$\phi v_c = 0.85 * 53.8 = 45.73 \text{ Tn}$$

Observamos que  $V_u > \phi v_c$  como la resistencia del concreto es menor que la carga ultima se requiere diseñar estribos, se requiere estribos dobles de  $\phi 3/8$ " en cada espaciamento,  $A_v = 2 * 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$ . Calculamos la resistencia y el espaciamento requerido para el refuerzo usando las formulas 21 y 24:

$$V_s = \frac{118.24}{0.85} - 53.8 = 85.3 \text{ Tn} \quad S = \frac{1.42 * 4200 * 70}{85.3 * 100} = 48.94 \text{ cm}$$

Usando estribos  $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$  se requiere 49 cm de espaciamento; sin embargo se debe considerar los lineamientos dispuestos en la Norma E.60 para estribos por confinamiento, los cuales fueron mencionados previamente en el capítulo 2.2.8.3-C de esta investigación.

- El espaciamento **So** dentro de esta zona de confinamiento **Lo** no será mayor que:
  - 8diametro barra =  $8 * 2.54 * 1 = 20.32 \text{ cm}$
  - La mitad de la menor dimensión:  $75/2 = 37.5$
  - 10 cm.

Por tanto el menor espaciamento es **So** = 10cm en zona de confinamiento.

- La longitud **Lo** debe ser mayor que estos valores:
  - $L_n/6 = 390/6 = 65 \text{ cm}$
  - La mayor dimensión 100.
  - 50cm.

Por tanto el mayor espaciamiento es  $L_o = 100\text{cm}$ .

- Fuera de la longitud  $L_o$ , la separación no será mayor que:
  - $V_u = 48.94\text{ cm}$ .
  - $70/2 = 35\text{ cm}$
  - $16 \times 2.54 \times 1 = 40.64\text{ cm}$
  - $48 \times 2.54 \times 3/8 = 45.72\text{ cm}$
  - La menor dimensión  $25\text{ cm}$ .
  - $30\text{ cm}$ .

Por tanto, la distribución del refuerzo transversal final será:

Estribos de  $\emptyset 3/8''$ :  $1@0.05$ ,  $10@0.15$ ,  $\text{Resto}@0.25$  a cada extremo.

El acero del estribo especificado en los planos del expediente cumple con los estribos calculados en esta investigación.

### B. Análisis de la columna rectangular (25x100 cm)

Tabla N°27: Fuerzas axiales y momentos flectores para la columna rectangular, por cargas de gravedad y el análisis modal espectral.

**Tabla N° 27: Fuerzas axiales y momentos flectores**

Tipo de carga	P (Tn)	M22 (Tn-M)	M33 (Tn-M)
Muerta	52.30	0.18	-0.19
Viva	12.20	0.10	0.01
Sismo X	6.78	19.06	0.06
Sismo Y	11.24	1.50	1.5

Fuente: elaboración propia con datos de Etabs V16

**Tabla N° 28: Combinación de carga  $P_u$  y  $M_u$  para la columna en estudio**

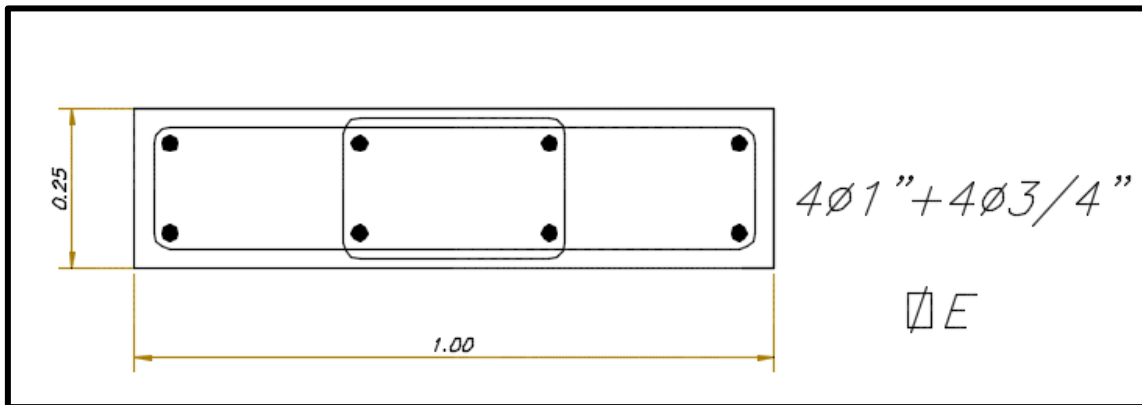
Combinación de carga	P (Tn)	Mx (Tn-M)	My (Tn-M)
1.4CM+1.7CV	93.96	0.42	0.25
1.25(CM+CV)+SX	87.41	19.41	0.17
1.25(CM+CV)-SX	73.85	-18.71	0.29
0.9CM+SX	53.85	19.22	0.11
0.9CM-SX	40.29	-18.90	-0.23
1.25(CM+CV)+SY	91.87	1.85	1.28
1.25(CM+CV)-SY	69.39	-1.15	-1.73
0.9CM+SY	58.31	1.66	1.33
0.9CM-SY	35.83	-1.34	-1.67

Fuente: elaboración propia con datos de tabla N°27



Para la sección rectangular de área bruta de  $100 \times 25 = 2500 \text{ cm}^2$ , la cuantía mínima de 1% obtenemos  $25 \text{ cm}^2$  de acero y el área de acero especificado en los planos es de  $31.68 \text{ cm}^2$ ; por lo que se empezara la interacción con 4 barras de  $\varnothing 1''$  y 4 barras de  $\varnothing 3/4''$ .

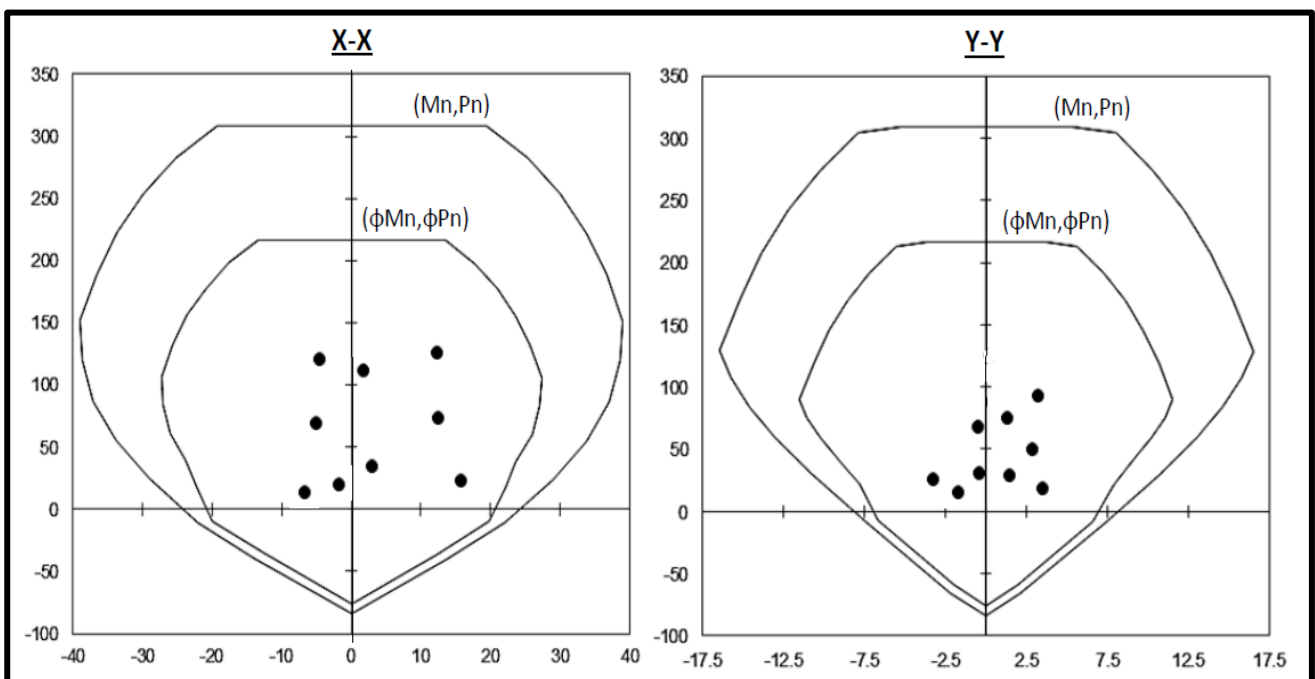
**Figura N° 35: Columna 100x25cm, especificado en planos de estructuras (ver anexo N°4)**



Fuente: Planos del expediente técnico

Elaborando el diagrama de interacción para ambas direcciones y ubicados los puntos  $(M_u, P_u)$ .

**Figura N° 36: Puntos  $(M_u, P_u)$  ubicados en los diagramas de interacción para cada dirección**



Fuente: Elaboración propia

Como se muestra en la figura N°33 del diagrama de iteración para la columna rectangular para las combinaciones de carga Pu - Mu se ubican por debajo de las curvas de resistencia con un margen razonable; por lo que el acero especificado en los planos del expediente cumplen para el diseño.

Como se vio en los diagramas de interacción los momentos flectores en ambas direcciones son muy bajos por lo que no es necesario hacer el análisis por flexión biaxial.

Para el cálculo se tomara el Vu máximo obtenido para la combinación mayor **1.4 CM+ 1.7CV** en la dirección X, por lo que se analizara solo en la dirección Siendo la carga ultima de 93.96 Tn reemplazamos en la fórmula 32.

$$v_c = 0.53 * \sqrt{210} \left( 1 + \frac{93.96}{140 * 2500} \right) 100 * 20 = 45.36 \text{ Tn}$$

$$\phi v_c = 0.85 * 45.36 = 38.56 \text{ Tn}$$

Observamos que  $V_u > \phi v_c$  como la resistencia del concreto es menor que la carga ultima se diseñara estribos, se requiere estribos dobles de  $\phi 3/8''$  en cada espaciamento,  $A_v = 2 * 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$ . Calculamos la resistencia y el espaciamento requerido para el refuerzo usando las formulas 21 y 24:

$$V_s = \frac{93.96}{0.85} - 38.56 = 73.98 \text{ Tn} \quad S = \frac{1.42 * 4200 * 20}{73.98 * 100} = 26.12 \text{ m}$$

Usando estribos  $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$  se requiere 26 cm de espaciamento; sin embargo se debe considerar los lineamientos dispuestos en la Norma E.60 para estribos por confinamiento, los cuales fueron mencionados previamente en el capítulo 2.2.8.3-C de esta investigación.

- El espaciamento **So** dentro de esta zona de confinamiento **Lo** no será mayor que:
  - 8diámetro barra =  $8 * 2.54 * 1 = 20.32 \text{ cm}$
  - La mitad de la menor dimensión:  $25/2 = 12.5$
  - 10 cm.

Por tanto el menor espaciamento es **So** = 10cm en zona de confinamiento.

- La longitud **Lo** debe ser mayor que estos valores:
  - $L_n/6 = 390/6 = 65 \text{ cm}$
  - La mayor dimensión = 100.
  - 50cm.

Por tanto el mayor espaciamento es **Lo** = 100cm.

- Fuera de la longitud **Lo** , la separación no será mayor que:

- $V_u = 26.12$  cm.
- $20/2 = 10$  cm
- $16 \times 2.54 \times 1 = 40.64$  cm
- $48 \times 2.54 \times 3/8 = 45.72$  cm
- La menor dimensión 25 cm.
- 30 cm.

Por tanto, la distribución del refuerzo transversal final será:

Estribos de  $\emptyset 3/8''$ : 1@0.05, 10@0.15, Resto@0.25 a cada extremo.

El acero del estribo especificado en los planos del expediente cumple con los estribos calculados en esta investigación.

### C. Análisis de la columna rectangular (25x60 cm)

Tabla N°29: Fuerzas axiales y momentos flectores para la columna rectangular, por cargas de gravedad y el análisis modal espectral.

**Tabla N° 29: Fuerzas axiales y momentos flectores**

Tipo de carga	P (Tn)	M22 (Tn-M)	M33 (Tn-M)
Muerta	58.23	0.45	1.1
Viva	16.34	0.86	0.1
Sismo X	8.43	9.34	0.04
Sismo Y	6.37	2.10	1.34

Fuente: elaboración propia con datos de Etabs V16

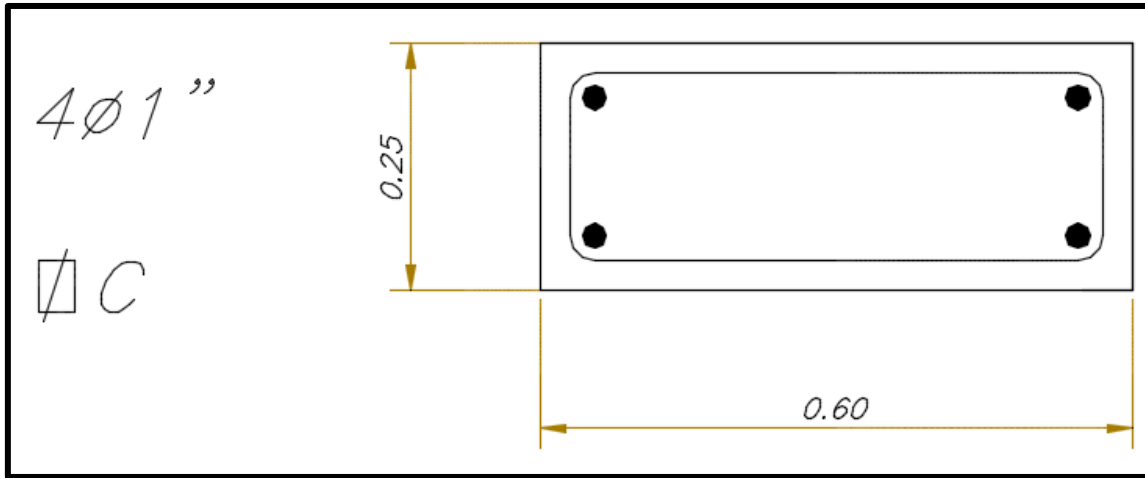
**Tabla N° 30: Combinación de carga  $P_u$  y  $M_u$  para la columna en estudio**

Combinación de carga	P (Tn)	Mx (Tn-M)	My (Tn-M)
1.4CM+1.7CV	109.30	2.09	1.71
1.25(CM+CV)+SX	101.64	10.98	1.54
1.25(CM+CV)-SX	84.78	-7.70	1.46
0.9CM+SX	60.84	9.75	1.03
0.9CM-SX	43.98	-8.94	0.95
1.25(CM+CV)+SY	99.58	3.74	2.84
1.25(CM+CV)-SY	86.84	-0.46	0.16
0.9CM+SY	58.78	2.51	2.33
0.9CM-SY	46.04	-1.70	-0.35

Fuente: elaboración propia con datos de tabla N°27

Para la sección rectangular de área bruta de  $60 \times 25 = 1500$  cm<sup>2</sup>, la cuantía mínima de 1% obtenemos 15 cm<sup>2</sup> de acero y el área de acero especificado en los planos es de 20.28 cm<sup>2</sup>; por lo que se empezara la interacción con 4 barras de  $\emptyset 1''$ .

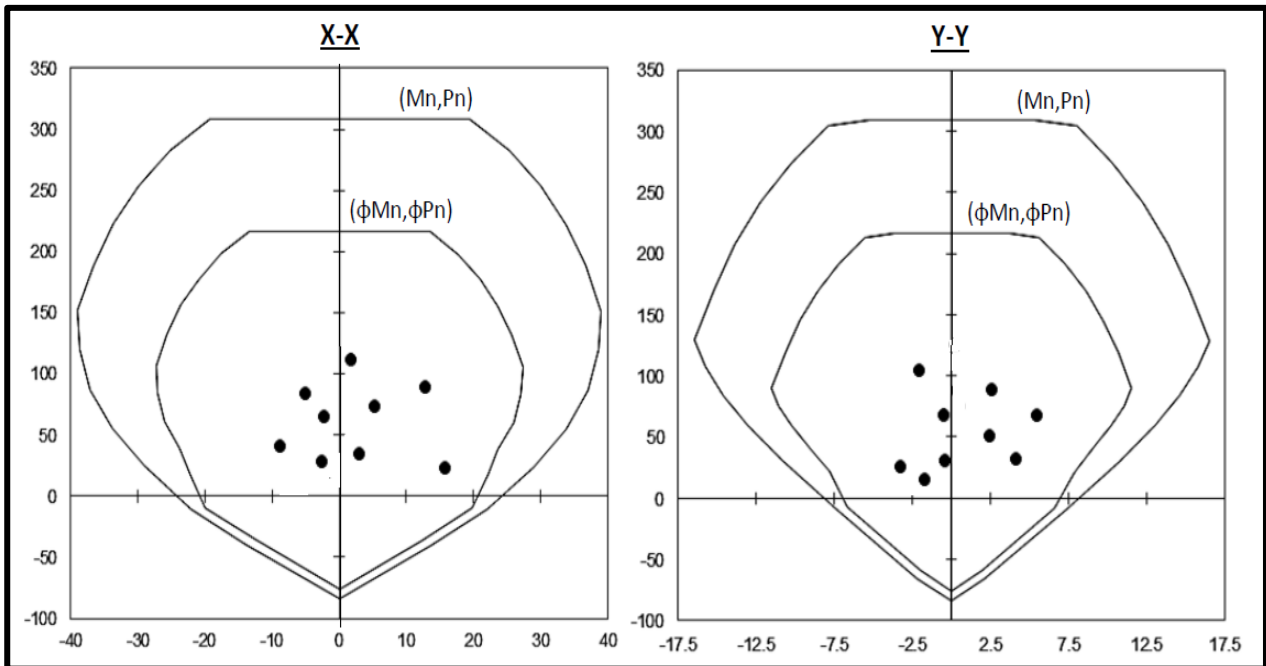
**Figura N° 37: Columna 60x25cm, especificado en planos de estructuras (ver anexo N°4)**



Fuente: Planos del expediente técnico

Elaborando el diagrama de interacción para ambas direcciones y ubicados los puntos  $(M_u, P_u)$ .

**Figura N° 38. Puntos  $(M_u, P_u)$  ubicados en los diagramas de interacción para cada dirección**



Fuente: Elaboración propia

Como se muestra en la figura N°35 del diagrama de iteración para la columna rectangular para las combinaciones de carga  $P_u - M_u$  se ubican por debajo de las curvas de resistencia con un margen razonable; por lo que el acero especificado en los planos del expediente cumplen para el diseño.

Como se vio en los diagramas de interacción los momentos flectores en ambas direcciones son muy bajos por lo que no es necesario hacer el análisis por flexión biaxial.

Para el cálculo se tomara el  $V_u$  máximo obtenido para la combinación mayor **1.4 CM+ 1.7CV** en la dirección X, por lo que se analizara solo en la dirección Siendo la carga ultima de 109.30 Tn reemplazamos en la fórmula 32.

$$v_c = 0.53 * \sqrt{210} \left( 1 + \frac{109.30}{140 * 1500} \right) 60 * 20 = 92.21 \text{ Tn}$$

$$\phi v_c = 0.85 * 92.21 = 78,38 \text{ Tn}$$

Observamos que  $V_u > \phi v_c$  como la resistencia del concreto es menor que la carga ultima se diseñara estribos, se requiere estribos dobles de  $\phi 3/8$ " en cada espaciamiento,  $A_v = 2 * 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$ . Calculamos la resistencia y el espaciamiento requerido para el refuerzo usando las formulas 21 y 24:

$$V_s = \frac{109.30}{0.85} - 78.38 = 50.21 \text{ Tn} \quad S = \frac{1.42 * 4200 * 20}{50.21 * 100} = 23.76 \text{ m}$$

Usando estribos  $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$  se requiere 24 cm de espaciamiento; sin embargo se debe considerar los lineamientos dispuestos en la Norma E.60 para estribos por confinamiento, los cuales fueron mencionados previamente en el capítulo 2.2.8.3-C de esta investigación.

- El espaciamiento  **$S_o$**  dentro de esta zona de confinamiento  **$L_o$**  no será mayor que:
  - 8diametro barra =  $8 * 2.54 * 1 = 20.32 \text{ cm}$
  - La mitad de la menor dimensión:  $25/2 = 12.5$
  - 10 cm.

Por tanto el menor espaciamiento es  **$S_o = 10 \text{ cm}$**  en zona de confinamiento.

- La longitud  **$L_o$**  debe ser mayor que estos valores:
  - $L_n/6 = 390/6 = 65 \text{ cm}$
  - La mayor dimensión = 60.
  - 50cm.

Por tanto el mayor espaciamiento es  **$L_o = 60 \text{ cm}$** .

- Fuera de la longitud  **$L_o$**  , la separación no será mayor que:
  - $V_u = 23.76 \text{ cm}$ .
  - $20/2 = 10 \text{ cm}$
  - $16 * 2.54 * 1 = 40.64 \text{ cm}$
  - $48 * 2.54 * 3/8 = 45.72 \text{ cm}$

- La menor dimensión 25 cm.
- 30 cm.

Por tanto, la distribución del refuerzo transversal final será:

Estribos de  $\varnothing 3/8''$ : 1@0.05, 6@0.15, Resto@0.25 a cada extremo.

El acero del estribo especificado en los planos del expediente cumple con los estribos calculados en esta investigación.

#### D. Análisis de la columna (L)

Tabla N°31: Fuerzas axiales y momentos flectores para la columna L, por cargas de gravedad y el análisis modal espectral.

**Tabla N° 31: Fuerzas axiales y momentos flectores**

Tipo de carga	P (Tn)	M22 (Tn-M)	M33 (Tn-M)
Muerta	41.23	0.43	1.01
Viva	11.43	0.73	0.11
Sismo X	7.76	8.32	0.2
Sismo Y	5.39	2.13	1.03

Fuente: elaboración propia con datos de Etabs V16.

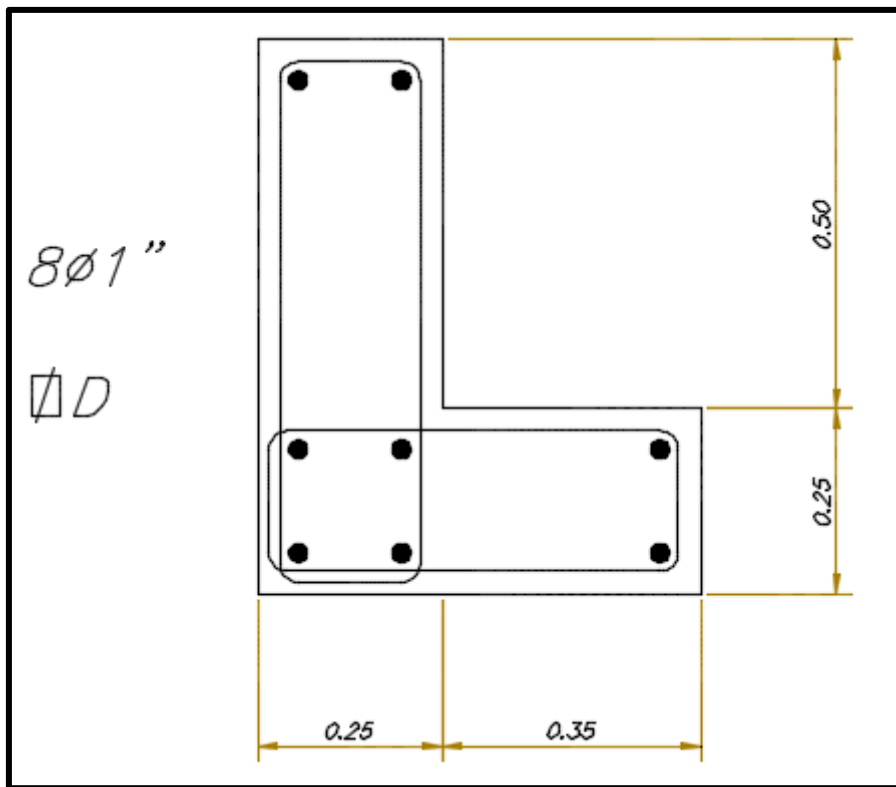
**Tabla N° 32: Fuerzas axiales y momentos flectores**

Combinación de carga	P (Tn)	Mx (Tn-M)	My (Tn-M)
1.4CM+1.7CV	77.15	1.84	1.60
1.25(CM+CV)+SX	73.59	9.77	1.60
1.25(CM+CV)-SX	58.07	-6.87	1.20
0.9CM+SX	44.87	8.71	1.11
0.9CM-SX	29.35	-7.93	0.71
1.25(CM+CV)+SY	71.22	3.58	2.43
1.25(CM+CV)-SY	60.44	-0.68	0.37
0.9CM+SY	42.50	2.52	1.94
0.9CM-SY	31.72	-1.74	-0.12

Fuente: elaboración propia con datos de tabla N°31

Para la sección L de área bruta de 2750 cm<sup>2</sup>, la cuantía mínima de 1% obtenemos 27.5 cm<sup>2</sup> de acero y el área de acero especificado en los planos es de 40.56 cm<sup>2</sup>; por lo que se empezara la interacción con 8 barras de  $\varnothing 1''$ .

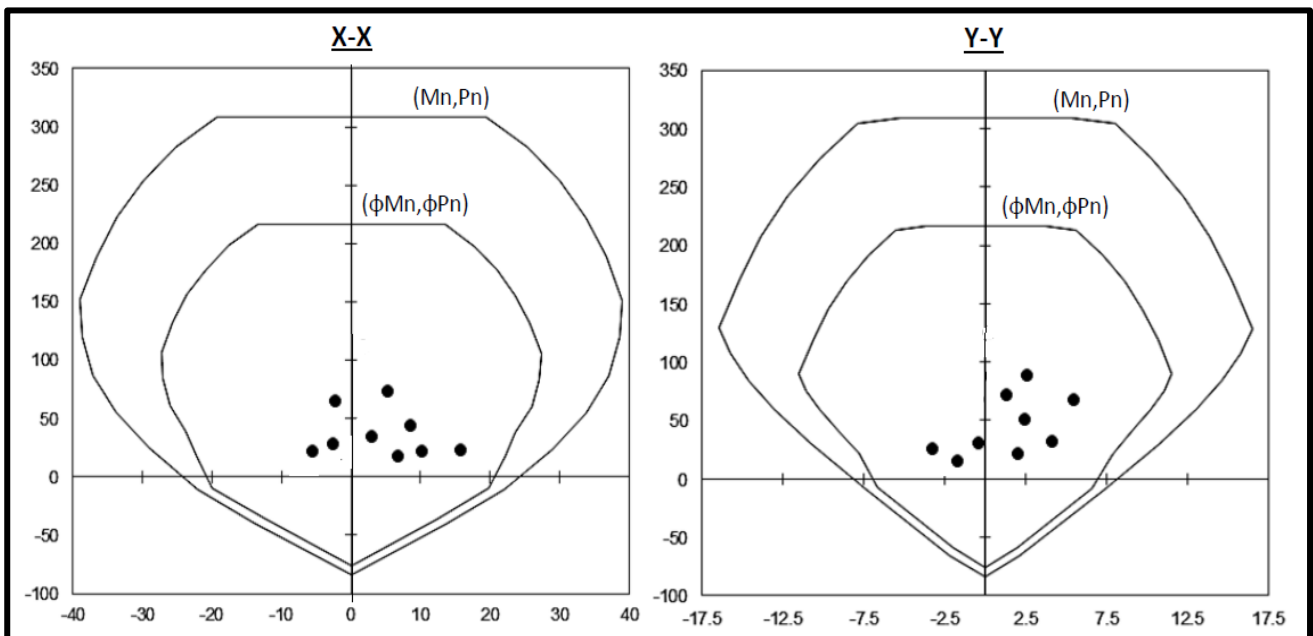
Figura N° 39: Columna L, especificado en planos de estructuras (ver anexo N°4)



Fuente: Planos del expediente técnico

Elaborando el diagrama de interacción para ambas direcciones y ubicados los puntos (Mu, Pu).

Figura N° 40: Puntos (Mu, Pu) ubicados en los diagramas de interacción para cada dirección



Fuente: Elaboración propia

Como se muestra en la figura N°37 del diagrama de iteración para la columna L para las combinaciones de carga Pu - Mu se ubican por debajo de las curvas de resistencia con un margen razonable; por lo que el acero especificado en los planos del expediente cumplen para el diseño.

Como se vio en los diagramas de interacción los momentos flectores en ambas direcciones son muy bajos por lo que no es necesario hacer el análisis por flexión biaxial.

Para el cálculo se tomara el Vu máximo obtenido para la combinación mayor **1.4 CM+1.7CV**, en la dirección X, por lo que se analizara solo en la dirección Siendo la carga ultima de 77.15 Tn reemplazamos en la fórmula 32.

$$v_c = 0.53 * \sqrt{210} \left( 1 + \frac{77.15}{140 * 2750} \right) 60 * 70 = 32.26 \text{ Tn}$$

$$\phi v_c = 0.85 * 32.26 = 27.42 \text{ Tn}$$

Observamos que  $V_u > \phi v_c$  como la resistencia del concreto es menor que la carga ultima se requiere diseñar estribos, se requiere estribos de  $\phi 3/8$ " en cada espaciamiento,  $A_v = 2 * 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$ . Calculamos la resistencia y el espaciamiento requerido para el refuerzo usando las formulas 21 y 24:

$$V_s = \frac{77.15}{0.85} - 27.42 = 63.34 \text{ Tn} \quad S = \frac{1.42 * 4200 * 70}{63.34 * 100} = 65.91 \text{ cm}$$

Usando estribos  $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$  se requiere 66 cm de espaciamiento; sin embargo se debe considerar los lineamientos dispuestos en la Norma E.60 para estribos por confinamiento, los cuales fueron mencionados previamente en el capítulo 2.2.8.3-C de esta investigación.

- El espaciamiento **So** dentro de esta zona de confinamiento **Lo** no será mayor que:
  - 8diámetro barra =  $8 * 2.54 * 1 = 20.32 \text{ cm}$
  - La mitad de la menor dimensión:  $60 / 2 = 30$
  - 10 cm.

Por tanto el menor espaciamiento es **So** = 10cm en zona de confinamiento.

- La longitud **Lo** debe ser mayor que estos valores:
  - $L_n / 6 = 390 / 6 = 65 \text{ cm}$
  - La mayor dimensión 75.
  - 50cm.

Por tanto el mayor espaciamiento es **Lo** = 75cm.

- Fuera de la longitud **Lo** , la separación no será mayor que:



- $V_u = 65.91$  cm.
- $70/2 = 35$  cm
- $16 \times 2.54 \times 1 = 40.64$  cm
- $48 \times 2.54 \times 3/8 = 45.72$  cm
- La menor dimensión 25 cm.
- 30 cm.

Por tanto, la distribución del refuerzo transversal final será:

Estribos de  $\emptyset 3/8''$ : 1@0.05, 8@0.15, Resto@0.25 a cada extremo.

El acero del estribo especificado en los planos del expediente cumple con los estribos calculados en esta investigación.

#### 4.1.3.4 Verificación del Diseño de muro de albañilería

El esfuerzo máximo  $f_a$ , considerando la suma de la carga muerta y 100% de la carga viva, la cual nos da un peso vertical verificado en la siguiente figura.

**Figura N° 41: Peso vertical considerando carga muerta y 100% carga viva, para el primer muro denominado (MA)**

	Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P tonf
▶	techo	MA	PESO VERTICAL	Bottom	-15.959
	piso2	MA	PESO VERTICAL	Bottom	-32.9831
	piso1	MA	PESO VERTICAL	Bottom	-50.9862

Fuente: Datos de Etabs V16

Para verificar el esfuerzo axial máximo con la fórmula 33.

$$f_a = \frac{50986.2}{710 \times 25} \leq 0.2 \times 65 \left[ 1 - \left( \frac{390}{35 \times 25} \right)^2 \right] \leq 0.15 \times 65$$

$$f_a = 2.87 \leq 8.92 \leq 9.75$$

Por lo cual verificamos que el espesor y la resistencia del ladrillo son suficientes para cumplir con el esfuerzo axial que genera la estructura.

**Figura N° 42: Peso vertical considerando carga muerta y 100% carga viva, para el segundo muro denominado (Mb)**

Pier Forces					
1 de 3   Reload   Apply					
	Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P tonf
▶	techo	MB	PESO VERTICAL	Bottom	-16.0969
	piso2	MB	PESO VERTICAL	Bottom	-33.2929
	piso1	MB	PESO VERTICAL	Bottom	-51.4659

Fuente: Datos de Etabs V16

Para verificar el esfuerzo axial máximo con la fórmula 33.

$$f_a = \frac{51465.9}{710 \times 25} \leq 0.2 \times 65 \left[ 1 - \left( \frac{390}{35 \times 25} \right)^2 \right] \leq 0.15 \times 65$$

$$f_a = 2.9 \leq 8.92 \leq 9.75$$

Por lo cual verificamos que el espesor y la resistencia del ladrillo son suficientes para cumplir con el esfuerzo axial que genera la estructura.

**TABLA N°33: RESUMEN DE RESULTADOS**

DESPLAZAMIENTO ESTÁTICO - DIRECCIÓN X		
NIVEL	CÁLCULO	NORMA E.030
PISO 1	0.00281928	0.007
PISO 2	0.00358554	0.007
PISO 3	0.00220482	0.007
DESPLAZAMIENTO ESTÁTICO - MUROS		
NIVEL	CÁLCULO	NORMA E.030
PISO 1	0.00096723	0.005
PISO 2	0.00116404	0.005
PISO 3	0.00091789	0.005
DESPLAZAMIENTO DINÁMICO - DIRECCIÓN X		
NIVEL	CÁLCULO	NORMA E.030
PISO 1	0.00243036	0.007
PISO 2	0.00306795	0.007
PISO 3	0.00184627	0.007
DESPLAZAMIENTO DINÁMICO - MUROS		
NIVEL	CÁLCULO	NORMA E.030
PISO 1	0.0008512	0.005
PISO 2	0.00104313	0.005
PISO 3	0.00082681	0.005
FUERZA CORTANTE EN LA BASE		

CORTANTE EN BASE	FC.DINAMICO >	80%F.C.ESTATICO
DIRECIÓN X	59.54488 Tn >	55.32896
DIRECIÓN Y	148.0083 >	147.54392
ALBAÑILERÍA	N.T.E0.70	
MURO A	fa=2.87≤8.92≤ 9.75	cumple
MURO B	fa=2.9≤8.92≤ 9.75	cumple
	ACERO-EXPEDIENTE	ACERO-CALCULADO
COLUMNA L	AS= 40.56 cm2	AS= 27.5 cm2
COLUMNA RECT.1	AS= 20.28 cm2	AS= 15 cm2
COLUMNA RECT.2	AS= 31.68 cm3	AS= 25 cm3

## **CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **5.1 Conclusiones**

- El Bloque A1 de la Institución Educativa Jaén de Bracamoros se comporta adecuadamente ante el análisis sísmico estático y dinámico modal espectral aplicado en ambas direcciones X y Y, cumpliendo con las Normas Técnicas Peruanas E.030.
- Se pudo observar que los elementos estructurales satisfacen las condiciones de diseño  $\phi R_n < R_u$  cumpliendo con la Norma Técnica Peruana E.060 de Concreto Armado.
- Los muros portantes de albañilería absorben la fuerza cortante de la estructura cumpliendo con lo especificado en la Norma Técnica E.070.

### **5.2 Recomendaciones**

- Al momento de diseñar una estructura en un programa asistido por computadora se recomienda tener un buen criterio estructural y es diseñador no debe confiar totalmente de los resultados que arroja el programa especialmente de datos incoherentes o erróneos para tener como producto una edificación eficiente y de menor costo.
- Para reducir los desplazamientos de una edificación ante movimientos sísmicos se recomienda diseñar con muros portantes o placas ya que estas reducen los desplazamientos porque absorben las fuerzas cortantes producidas.
- También al momento de ejecutar el diseño las personas encargadas de la supervisión y construcción de estas estructuras esenciales, lleven con responsabilidad y cumplimientos de las normas y especificaciones técnicas dispuestas para su ejecución y así lograr plasmas correctamente lo diseñado.
- Tener en cuenta realizar un buen estudio de suelos, ya que es un factor muy importar al momento de diseñar.

## **BIBLIOGRAFIA**

- ✓ Blanco Blasco Antonio (2014). Estructura y Diseño de Edificaciones de edificaciones de Concreto Armado (6 ed.). Perú, Editorial Magueños.
- ✓ Harmsen, Teodoro (2002). Diseño de estructuras de concreto armado (3 ed). Perú, Pontificia Universidad Católica del Perú.
- ✓ Morales, Morales Roberto (2014). Diseño en Concreto Armado (5 ed) .Perú, García Maroto Editores.
- ✓ Russell C. Hibberler (2015). Análisis Estructural (14 ed). México, Pearson Education.
  
- ✓ MVCS. (2016). Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica Peruana. E-030 Sismorresistente. Lima, Perú.
- ✓ MVCS. (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica Peruana. E-060 Concreto Armado. Lima, Perú.
- ✓ MVCS. (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica Peruana. E-070 Concreto Armado. Lima, Perú.
- ✓ Walter Humberto Chilcón Vargas. “Comportamiento Sísmico de un Módulo Del Colegio José Carlos Mariátegui Ante El Sismo De Pisco Del 16 De Agosto Del 2007”. Cajamarca – Perú. 2013.
- ✓ Aníbal Tafur Gutiérrez. “Diseño Estructural de un Edificio de Vivienda, con un Sótano y Seis Pisos, Ubicado en Magdalena”. Lima, octubre del 2012.

## **ANEXOS**

**ANEXO 01: Desarrollo del Proceso de Análisis en el Programa ETABS V.16 del Bloque A1 de la Institución Educativa Jaén De Bracamoros.**

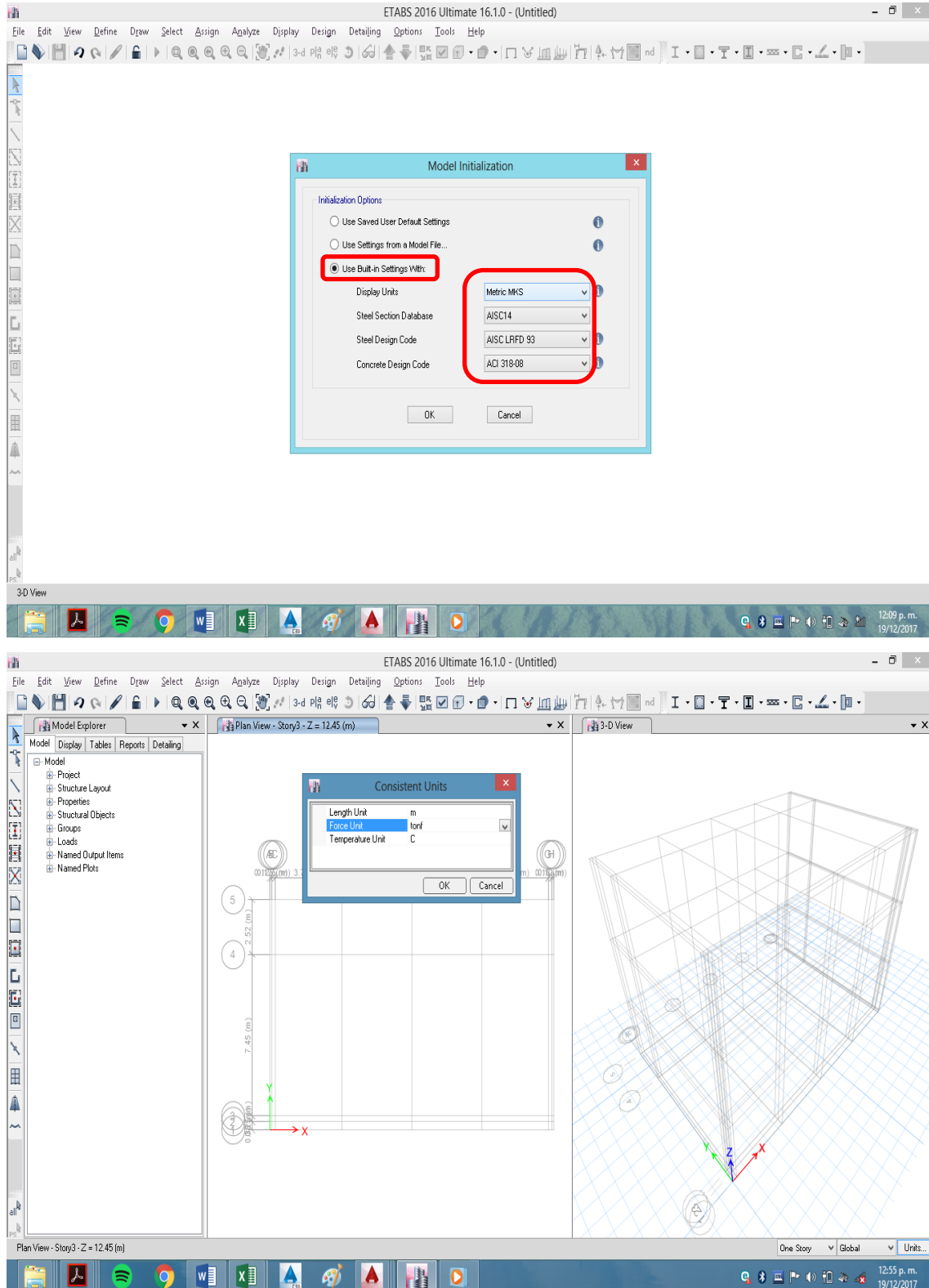
**ANEXO 02: Autorización del Director de la Institución Educativa Jaén de Bracamoros.**

**ANEXO 03: fotografías**

**ANEXO 04: Resumen Del Expediente Técnico Para La Construcción de la Institución Educativa Jaén De Bracamoros.**

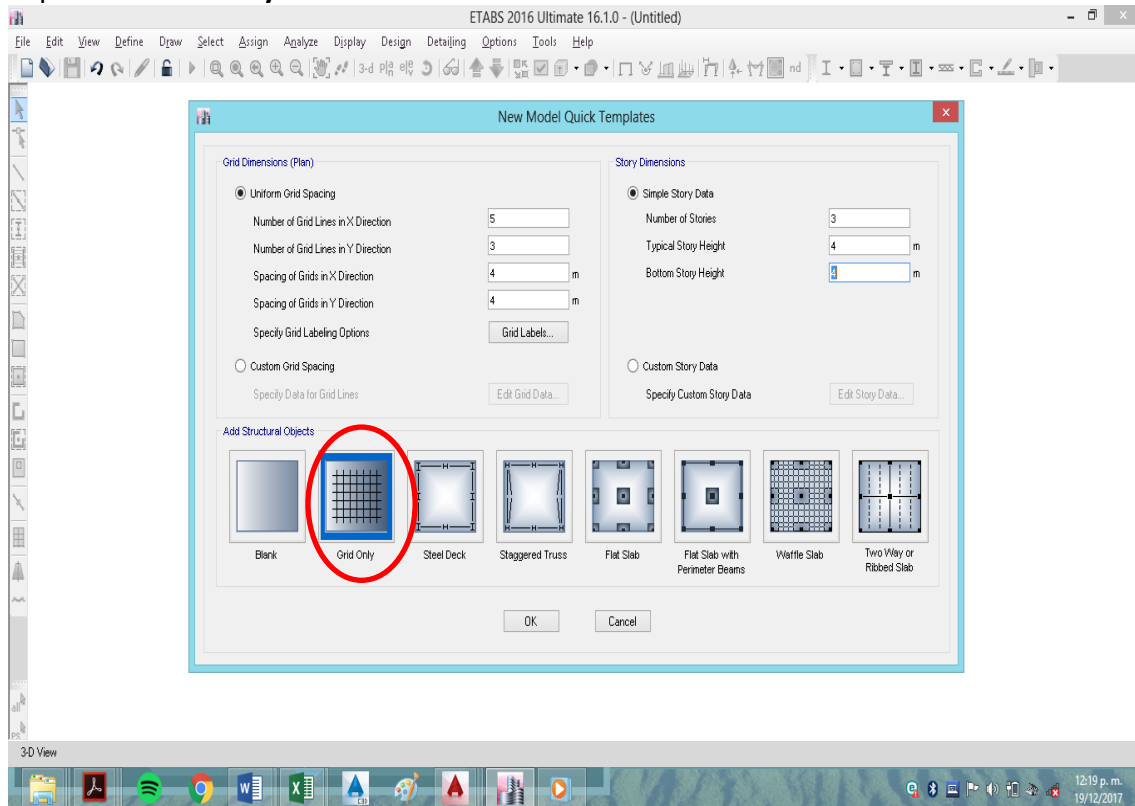
# ANEXO 01: Desarrollo del Proceso de Análisis en el Programa ETABS V.16 del Bloque A1 de la Institución Educativa Jaén De Bracamoros.

## Paso 01 Definir Unidades:

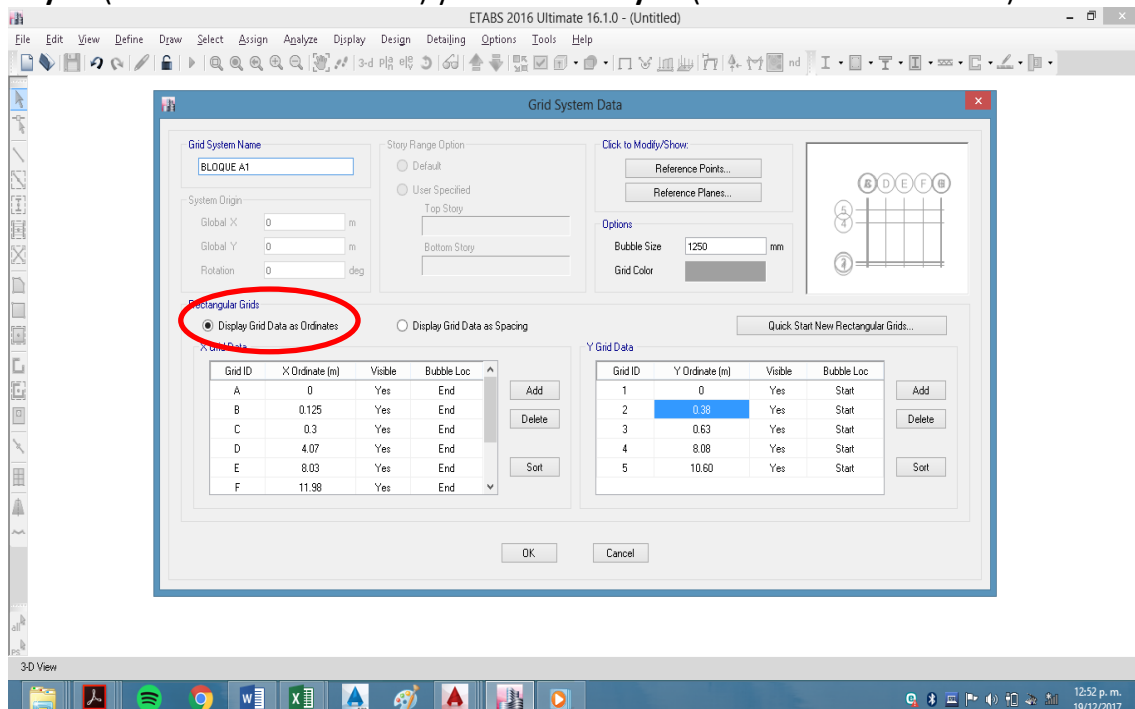


## Paso 02 Selección del modelo

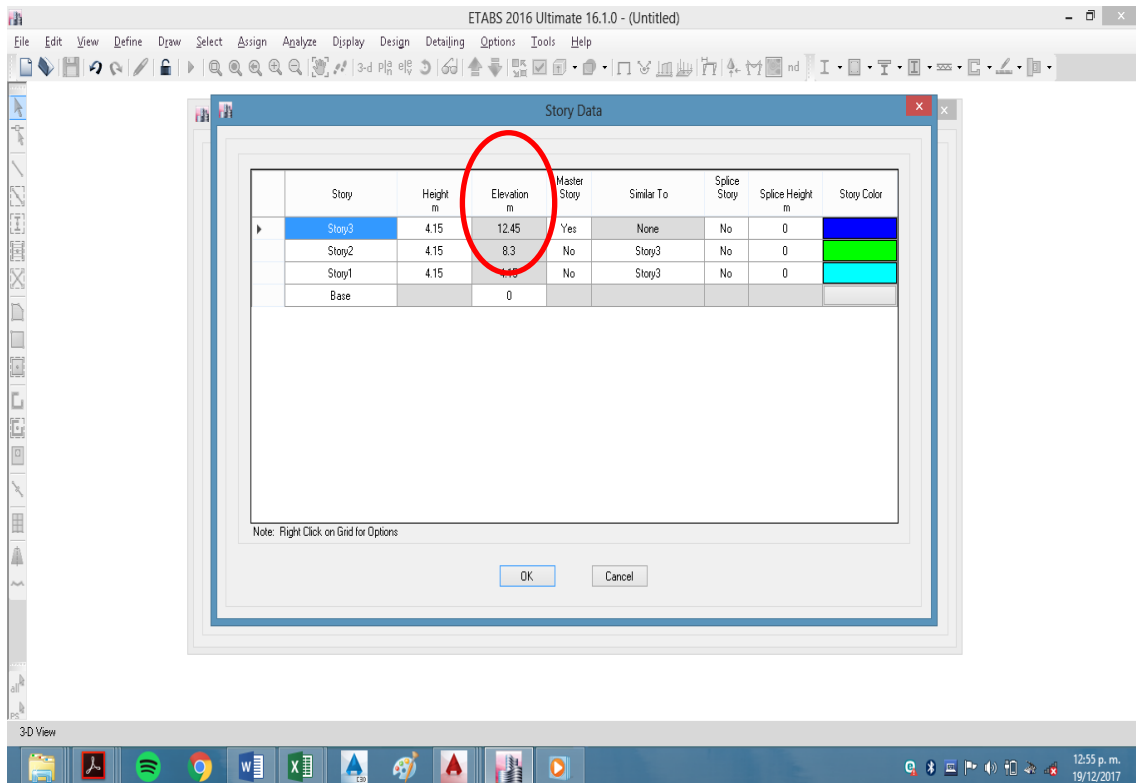
En la parte superior de la interfaz, abriendo la opción de **File** seleccione **New Model**. Esta acción lo llevará a la ventana de **New Model** que se muestra a continuación y elegir la pantalla **Grid Only**.



Luego configuramos los ejes de la estructura seleccionando **Custom Grid Spacing**, **Edit Grid Data**, Usamos **Custom Grid Spacing and Locate Origin** para editar la cuadrícula y localizar el origen de coordenadas. **Number of Stories** (número de pisos), **Number o Bays X** (número de tramos en X) y **Number o Bays Y** (número de tramos en Y).

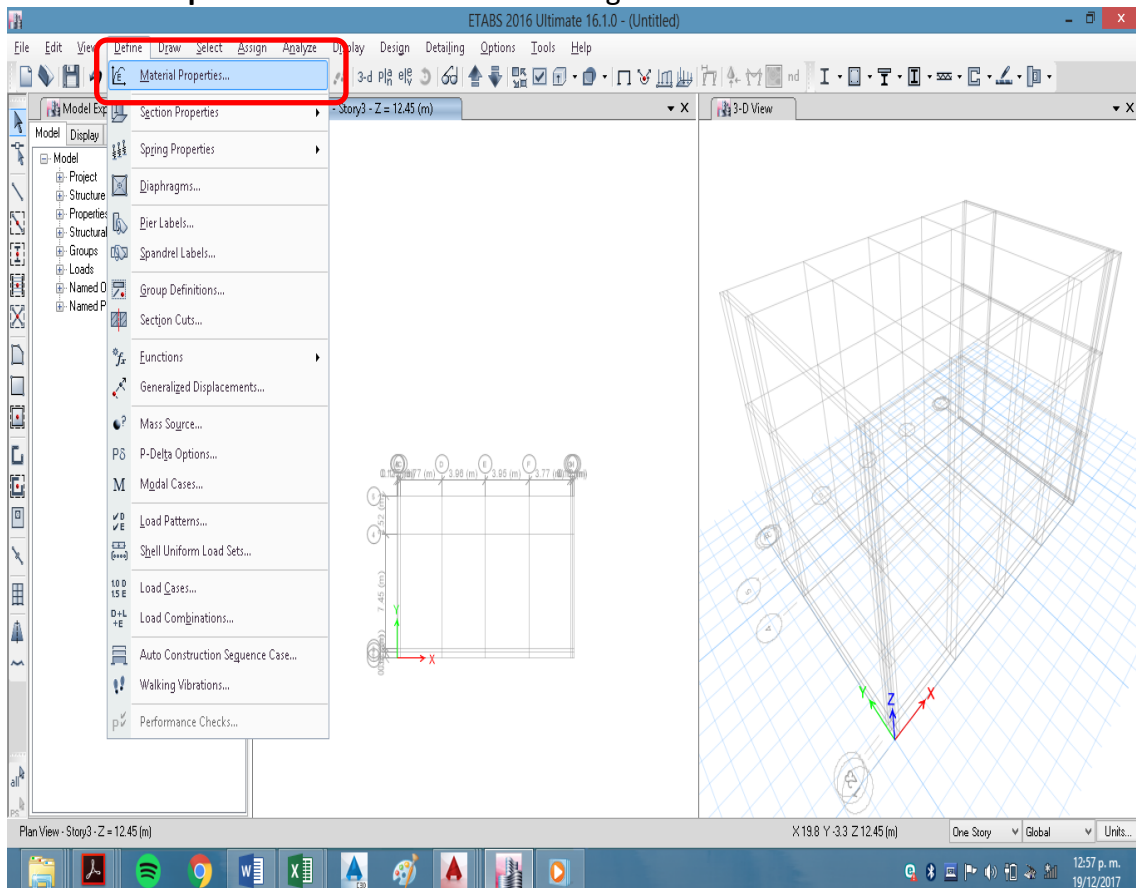


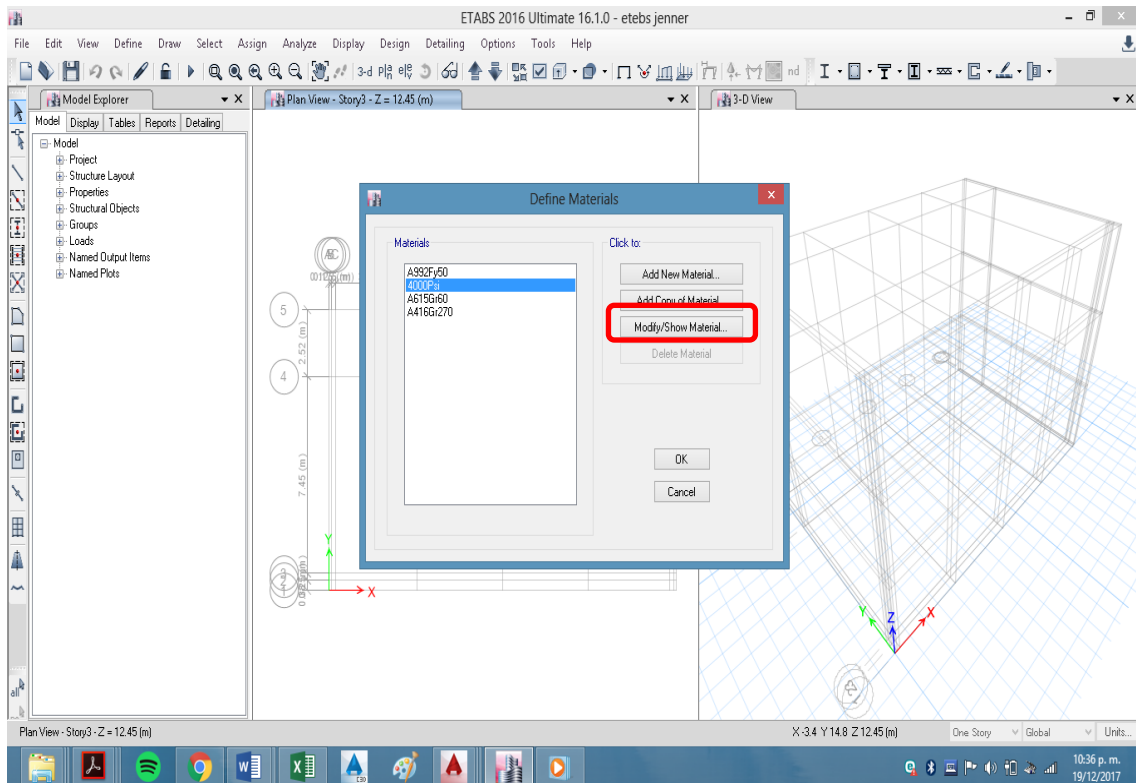




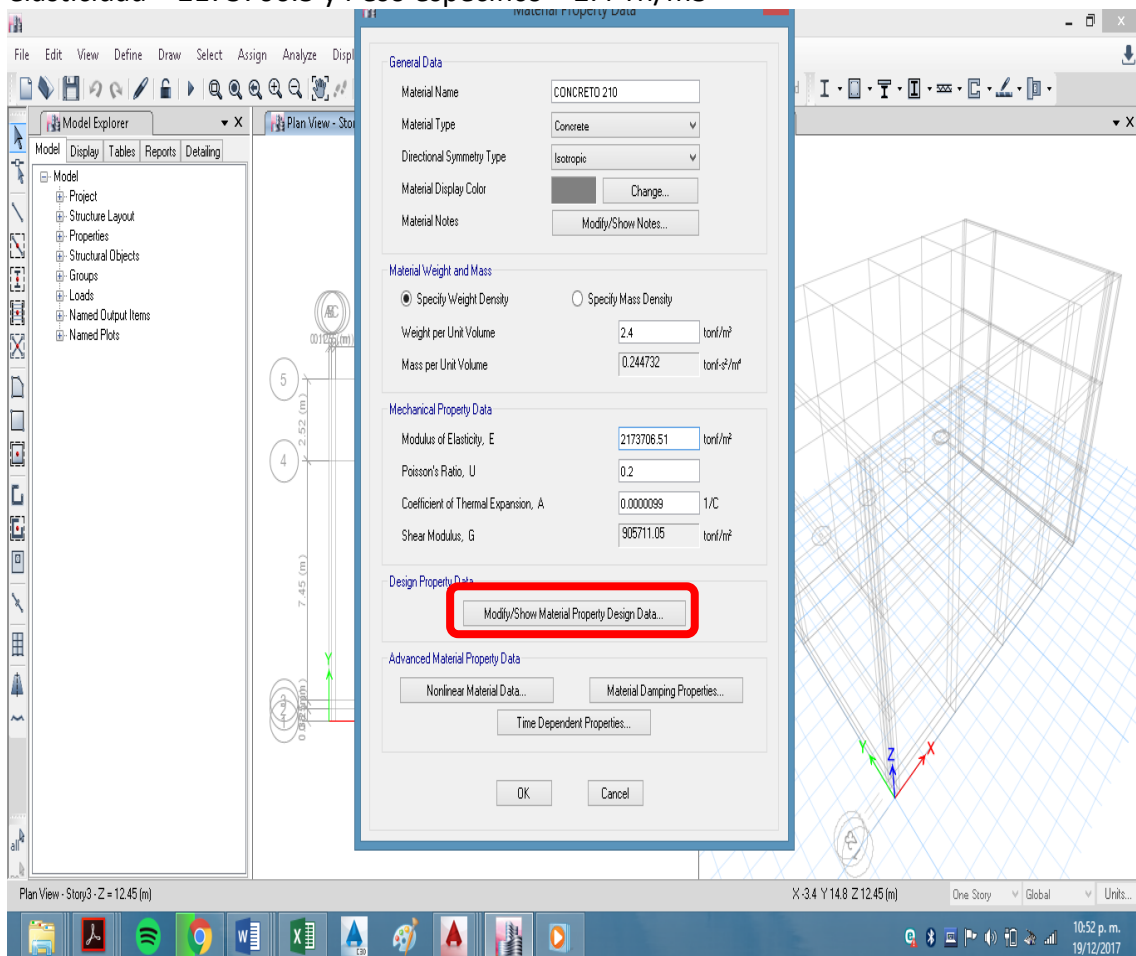
### Paso N°03 Definición de propiedades de los materiales

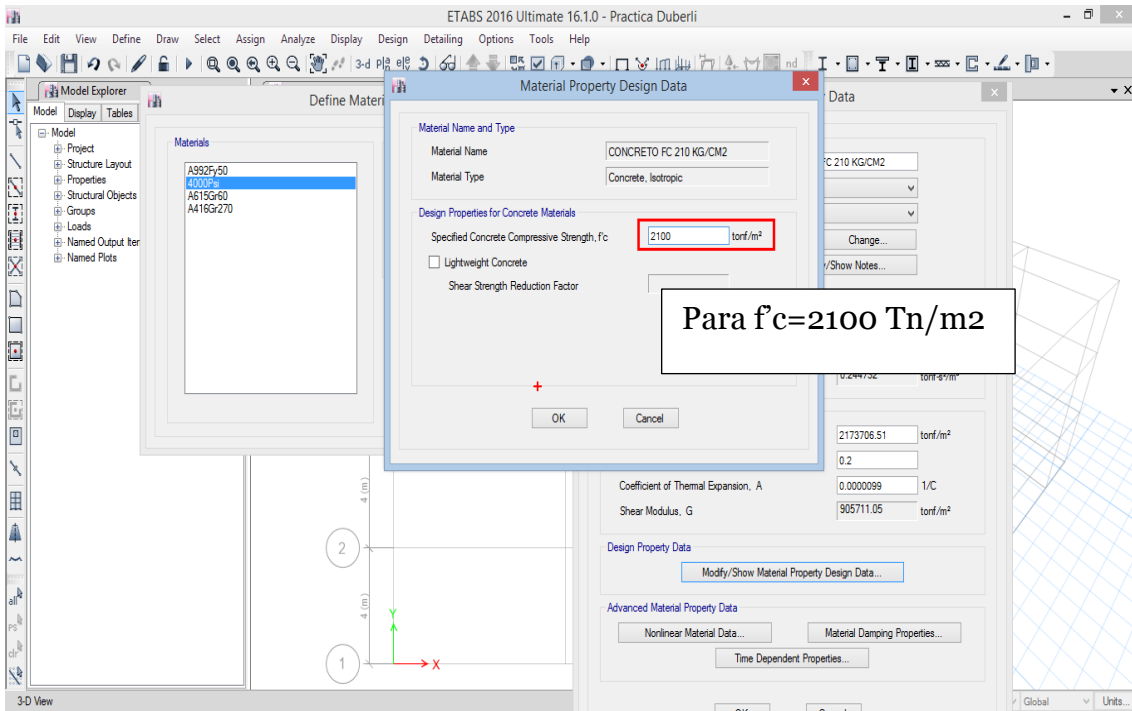
Seleccione **Define** del menú principal, de la lista que se presenta escoja la opción de **Materials Properties** como se muestra en la figura a continuación:



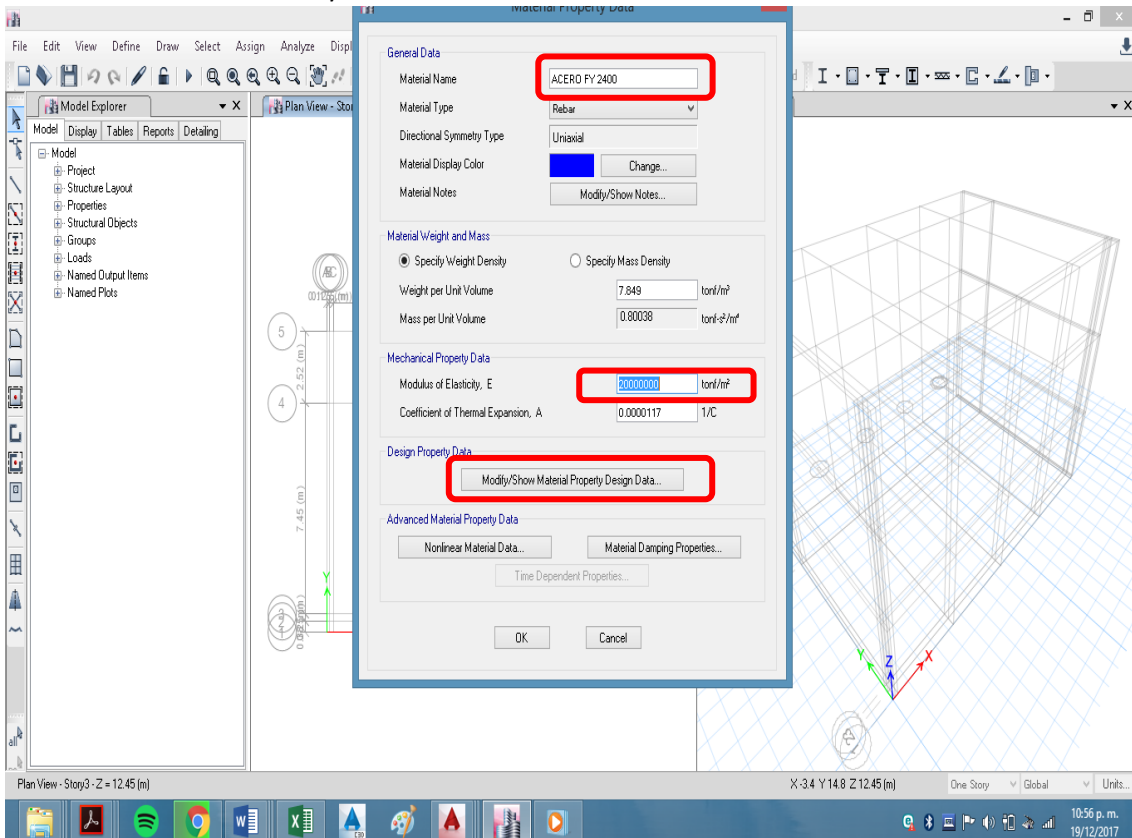


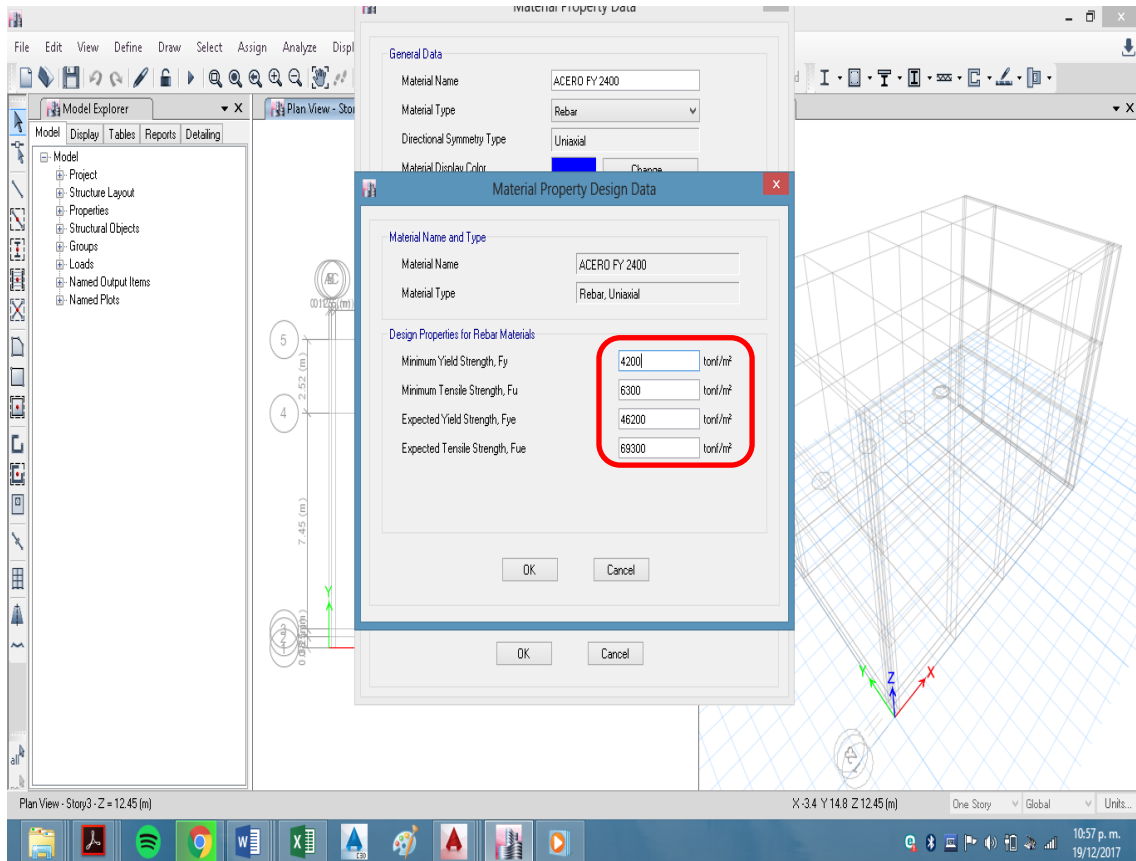
Definimos para el concreto de  $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ , Modulo de Poisson:  $\nu=0.2$ , Modulo de elasticidad = 2173706.5 y Peso específico = 2.4 Tn/m<sup>3</sup>



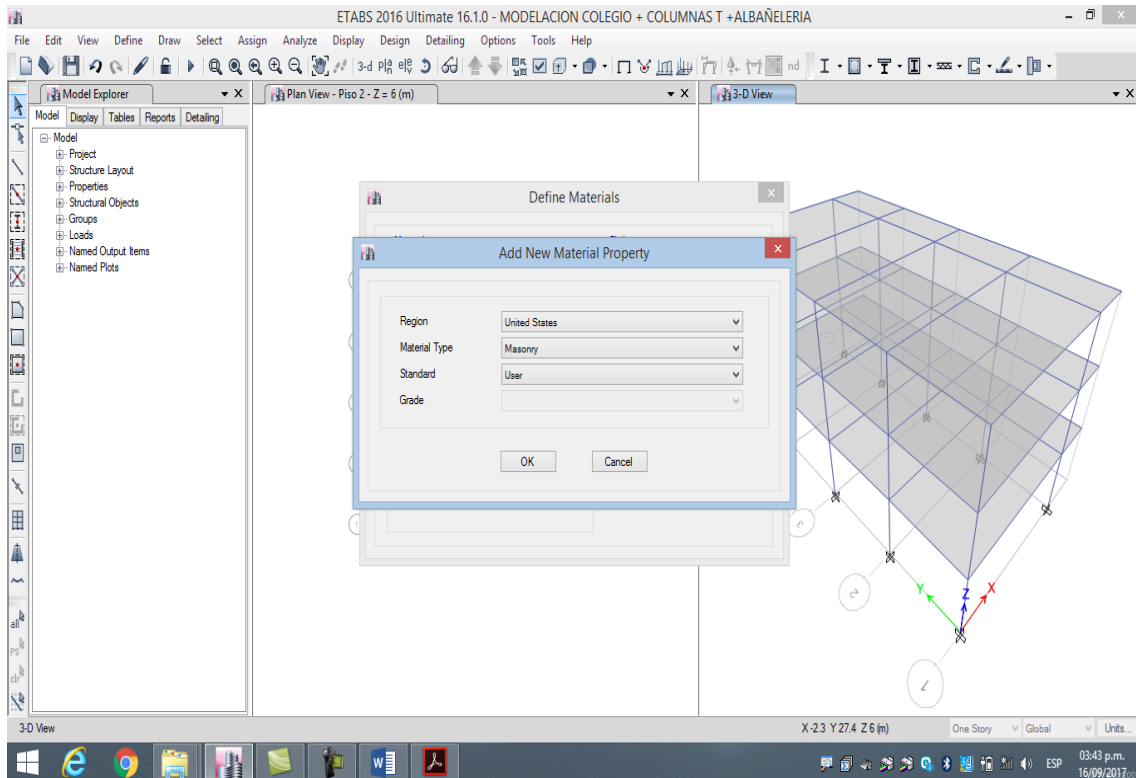


Definimos las características del acero, Seleccione el botón de **Add Copy Material** en **(A615Gr60)**, para adicionar un nuevo material el cual lo conducirá a la pantalla de **Material Property Data** que se muestra a continuación colocando sus características del acero  $f_y=42000$  Tn/m<sup>2</sup>,  $f_u=63000$  Tn/m<sup>2</sup>,  $f_{ye}=10\%f_y$ ,  $f_{ue}=10\%f_u$ , Modulo de elasticidad= $20000000$  Tn/m<sup>2</sup>.

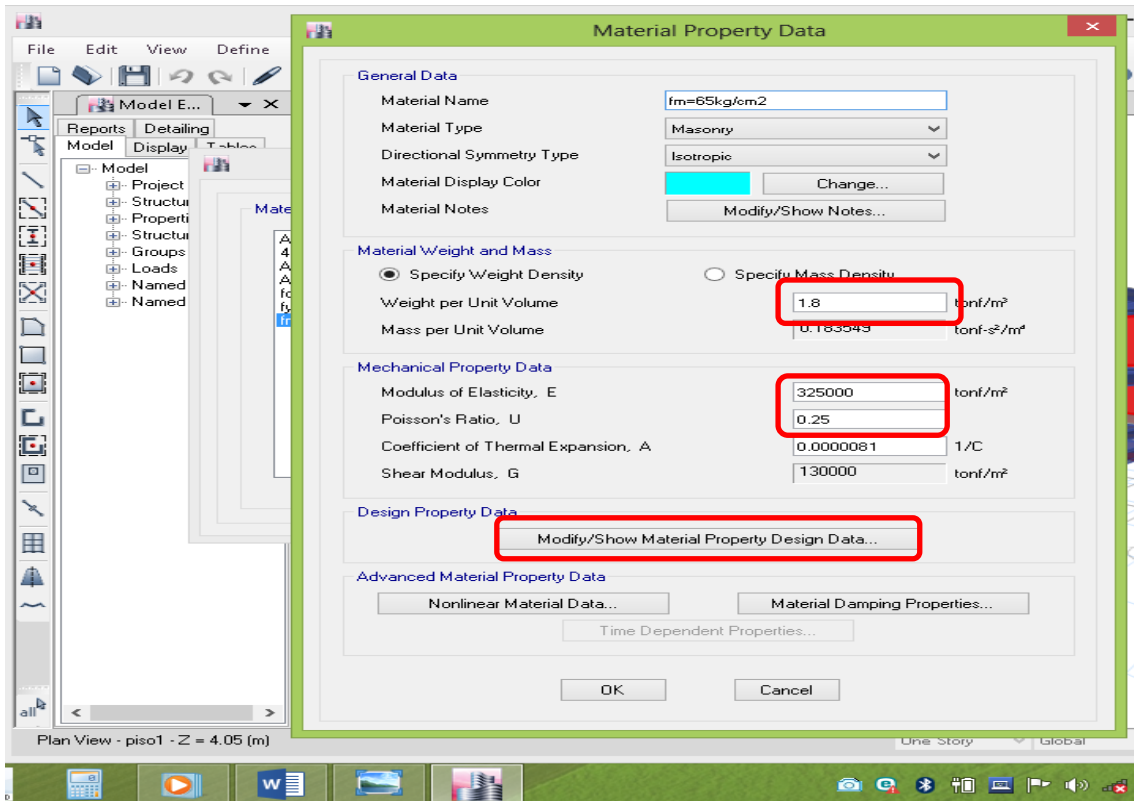




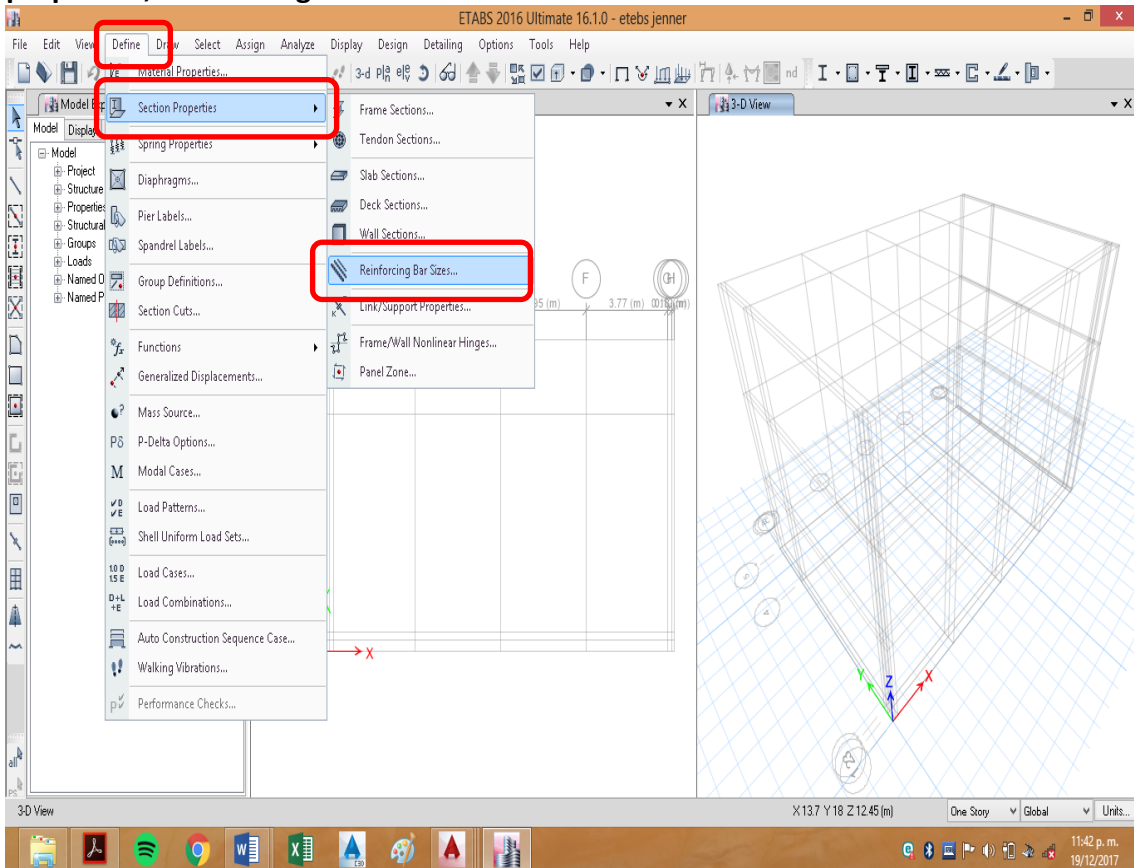
Definimos las características de albañilería de acuerdo con los datos del expediente y comparando con la Norma Técnica E.070, para un ladrillo sólido industrial de  $f_m=65$  kg/cm<sup>2</sup>. Seleccionamos **Add New Material/Material Type/Masonry**.



Luego introducimos sus características de albañilería de la forma siguiente

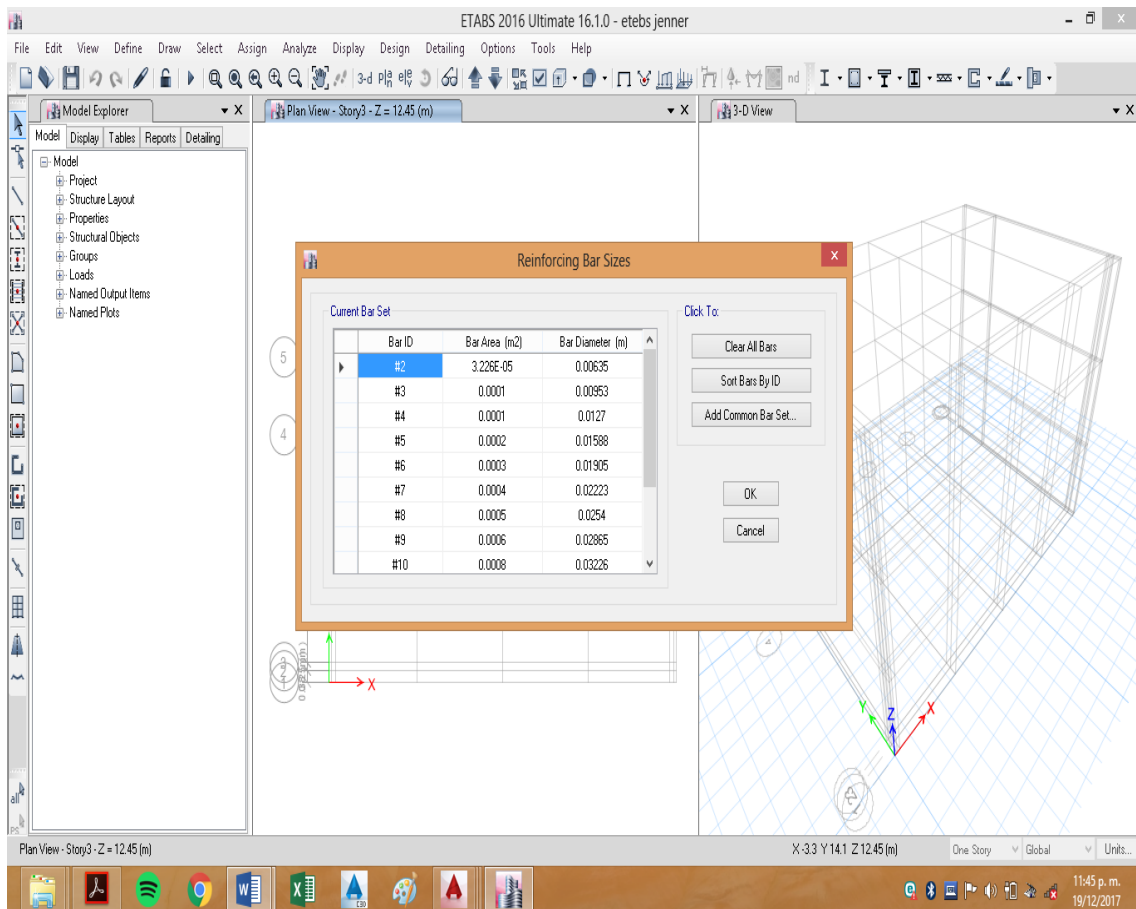
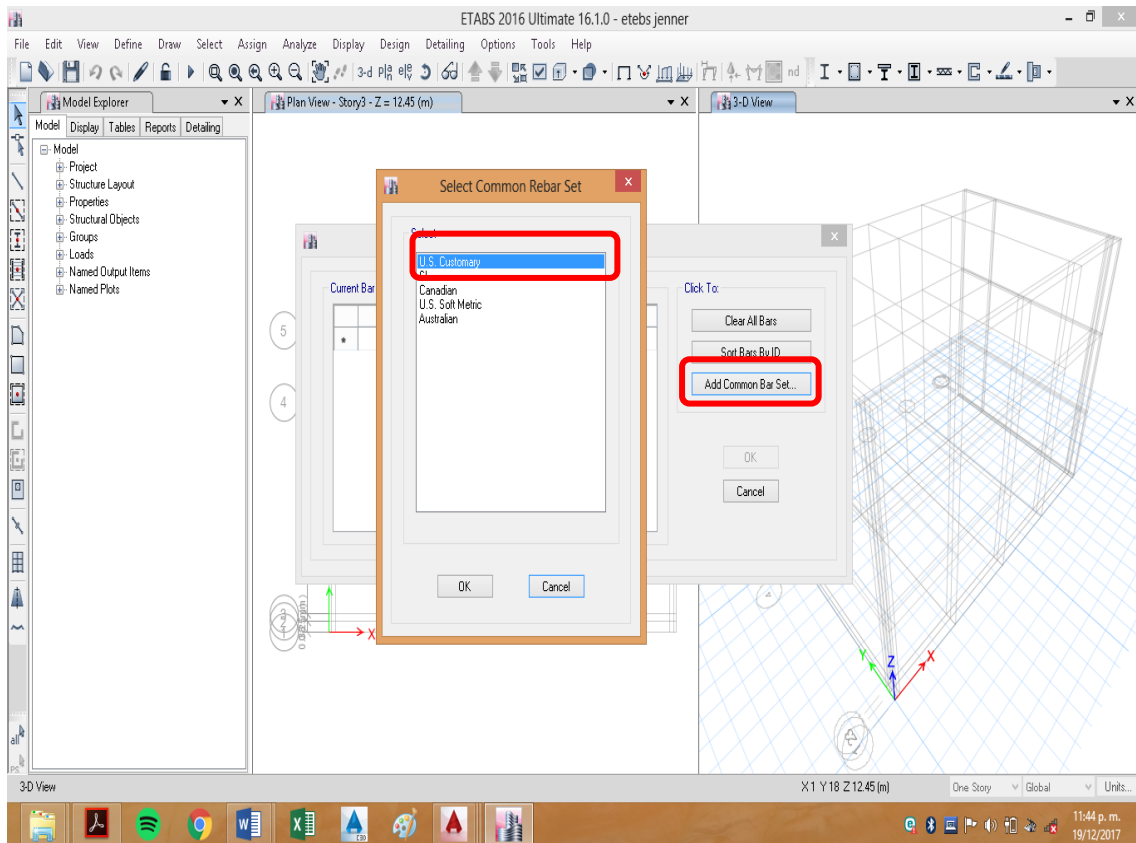


Luego definimos las barras de acero con diámetros comerciales en Define, **Section properties, Reinforcing Bar Sizes**



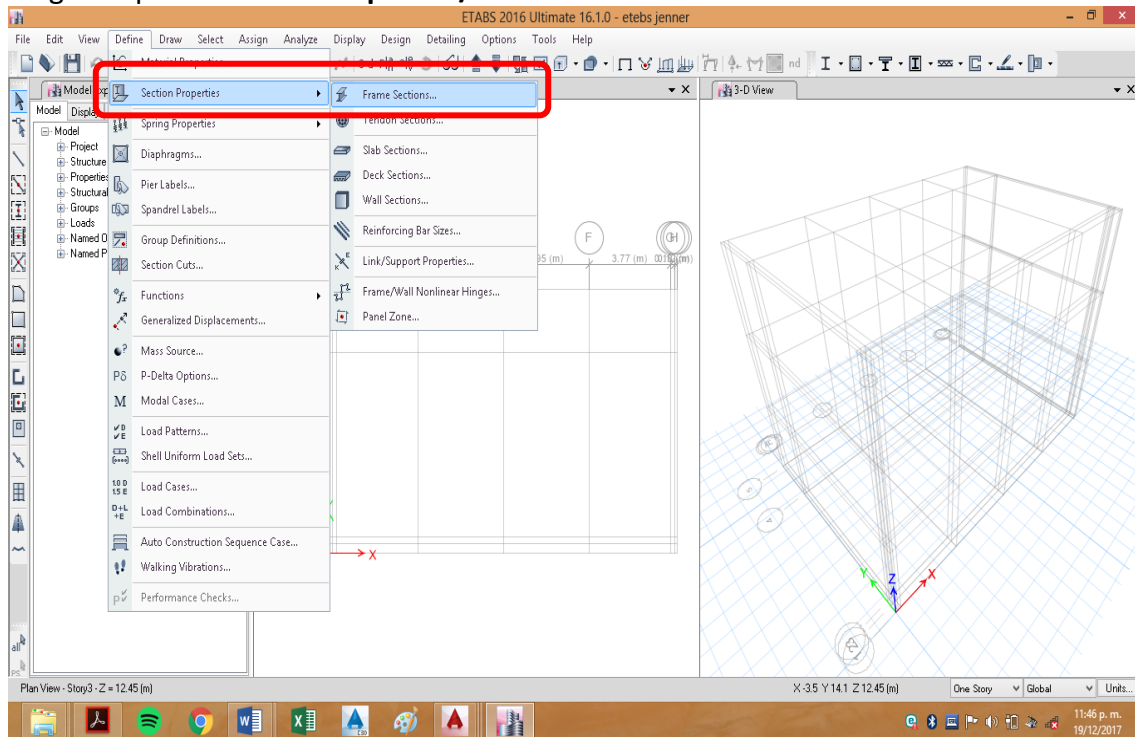


Primero se eliminara todos los aceros por defectos haciendo clic en **Clear All Bars**

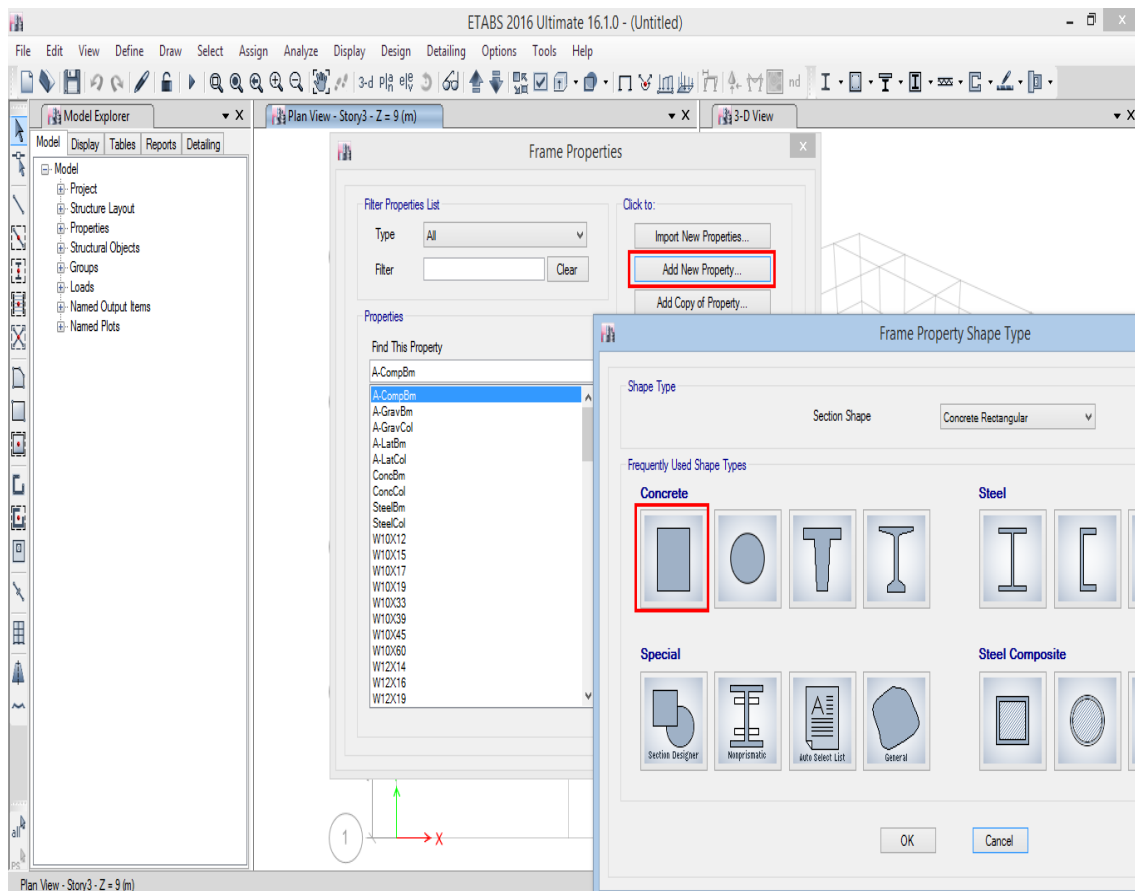


## Paso N°04 Definición de las secciones de los elementos Vigas y Columnas:

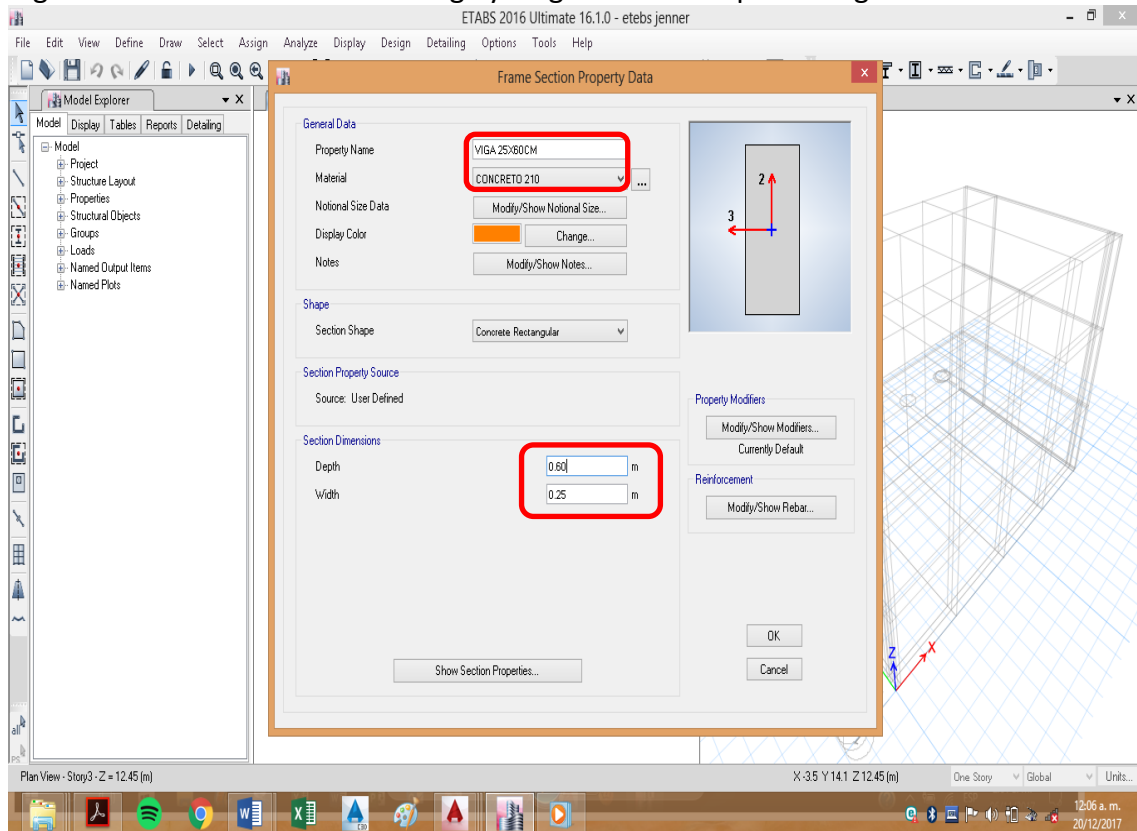
Para definir las secciones de los elementos, seleccione **Define** en el menú principal y luego la opción **Sección Properties/ Frame Sections**.



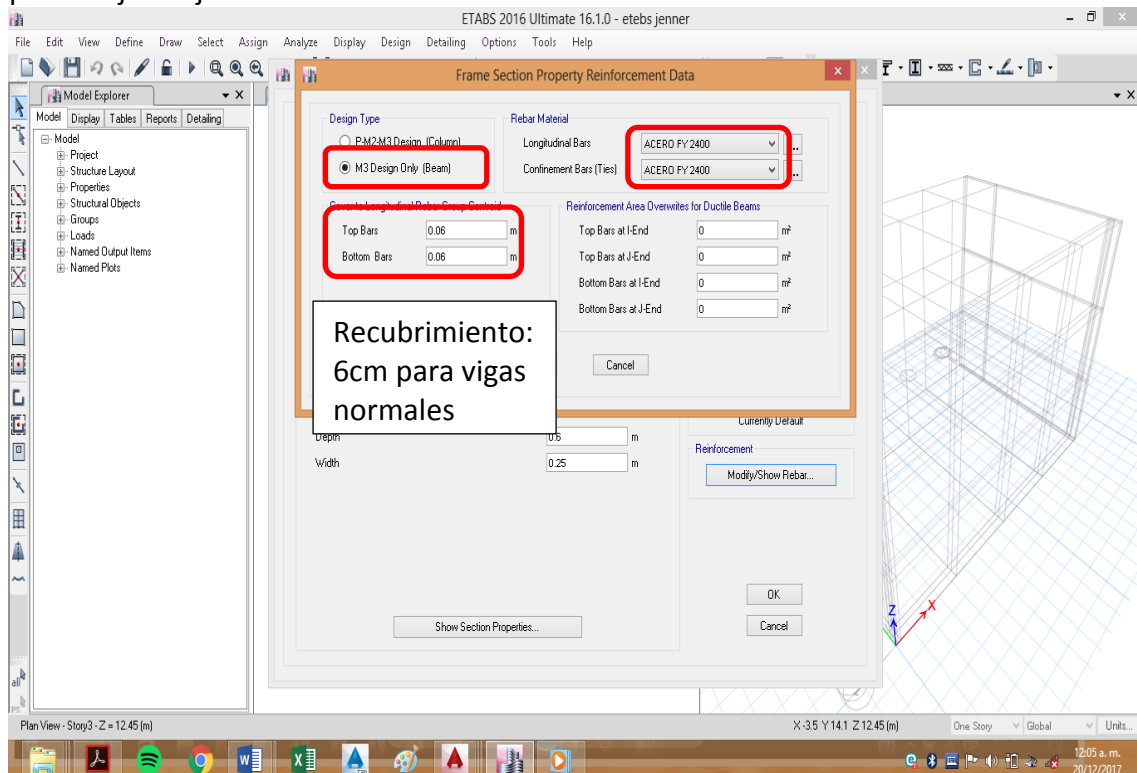
Adicionamos la sección de la viga 0.25mx0.60m



Digitamos VIGA25x60 en **Section Name**, elegimos Concreto210 en **Material**. Luego digitamos las dimensiones de la viga y elegimos el color para la viga.

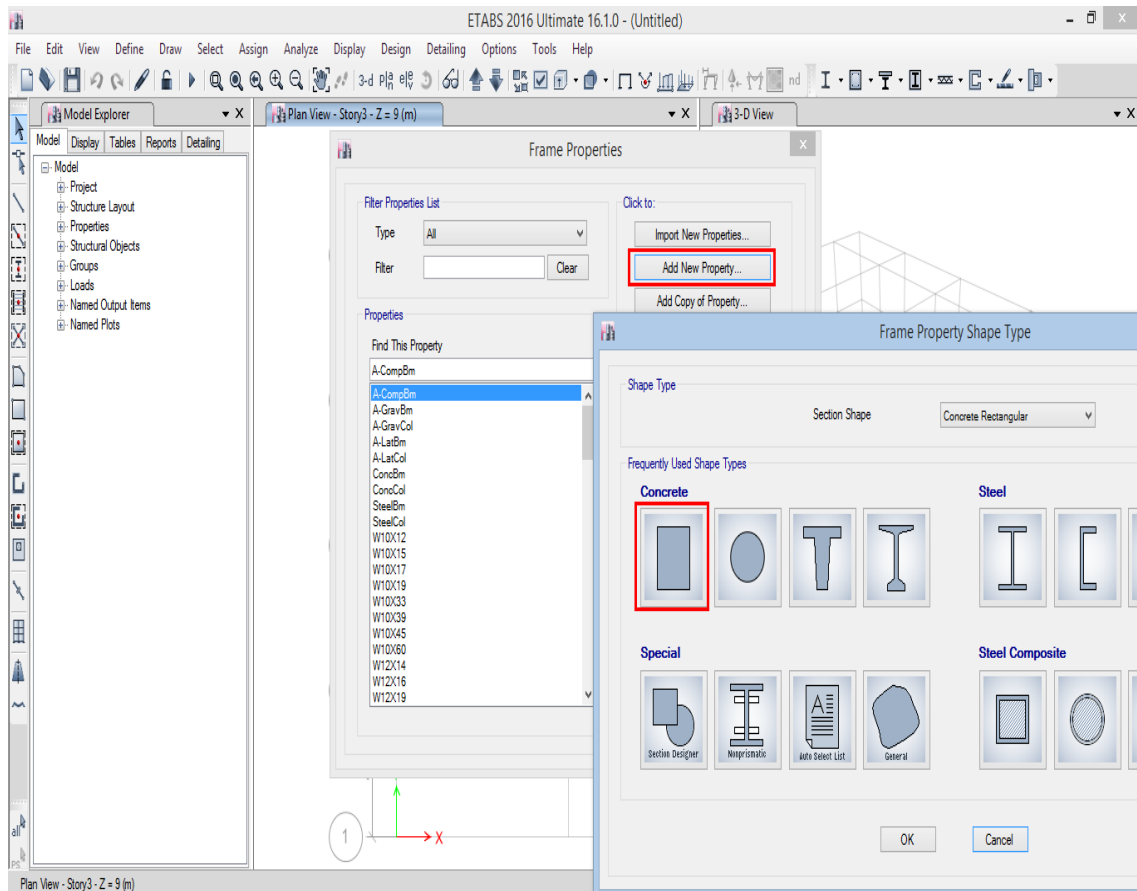


Luego clic en **Modifi/Show Rebar** y seleccione Acero 4200 de la lista **Longitudinal Bars** y Acero 4200 de la lista **Cofinement Bars**, Escoger **Bean** para viga del recuadro **Design Type**, en **cover** ponemos el recubrimiento 6cm para parte superior **Top Bars** y 6 cm para parte baja abajo en **bottom Bars**.

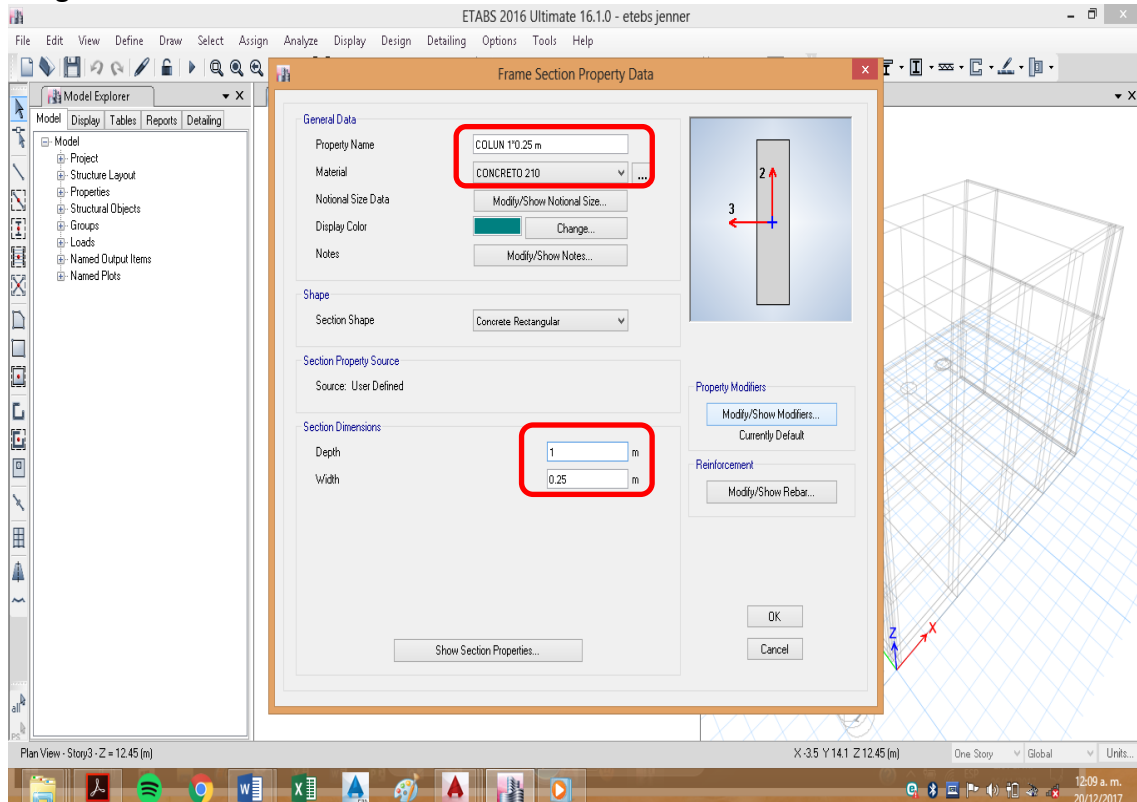




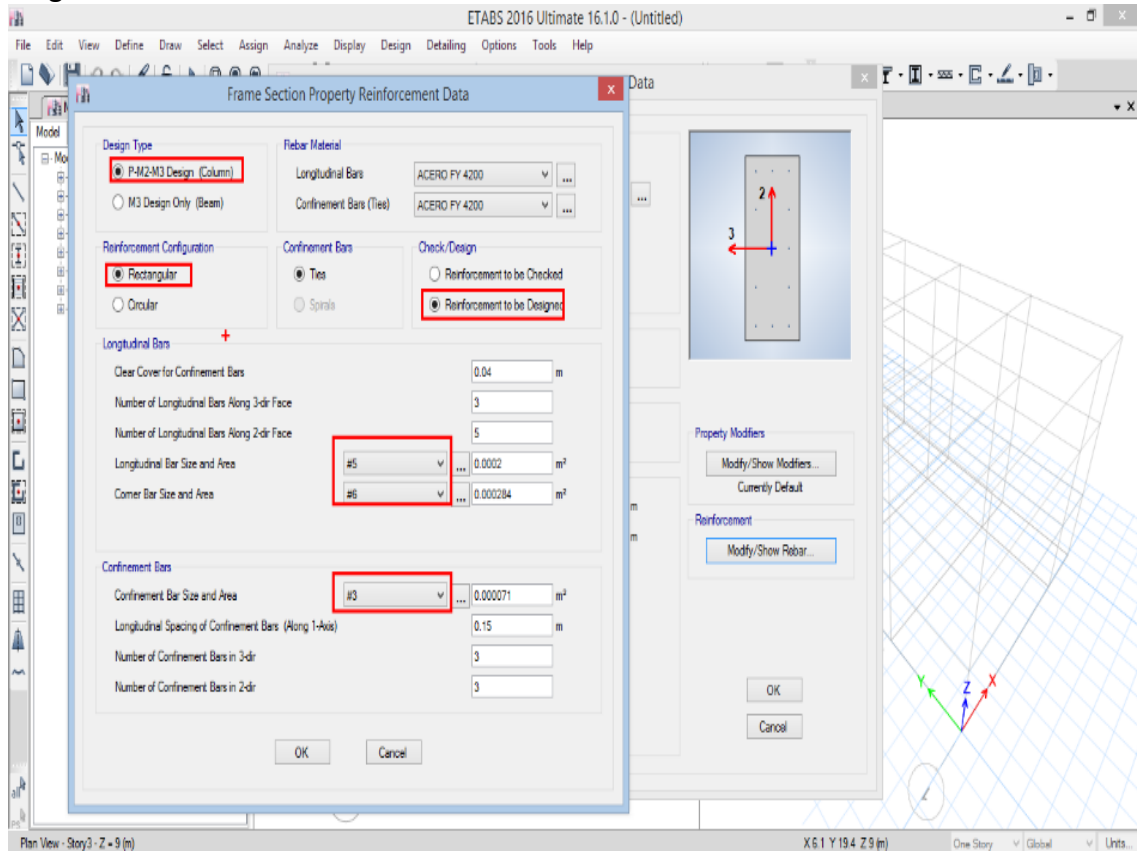
Luego creamos la columna rectangular de 1mx0.25my de 0.60mx0.25m.



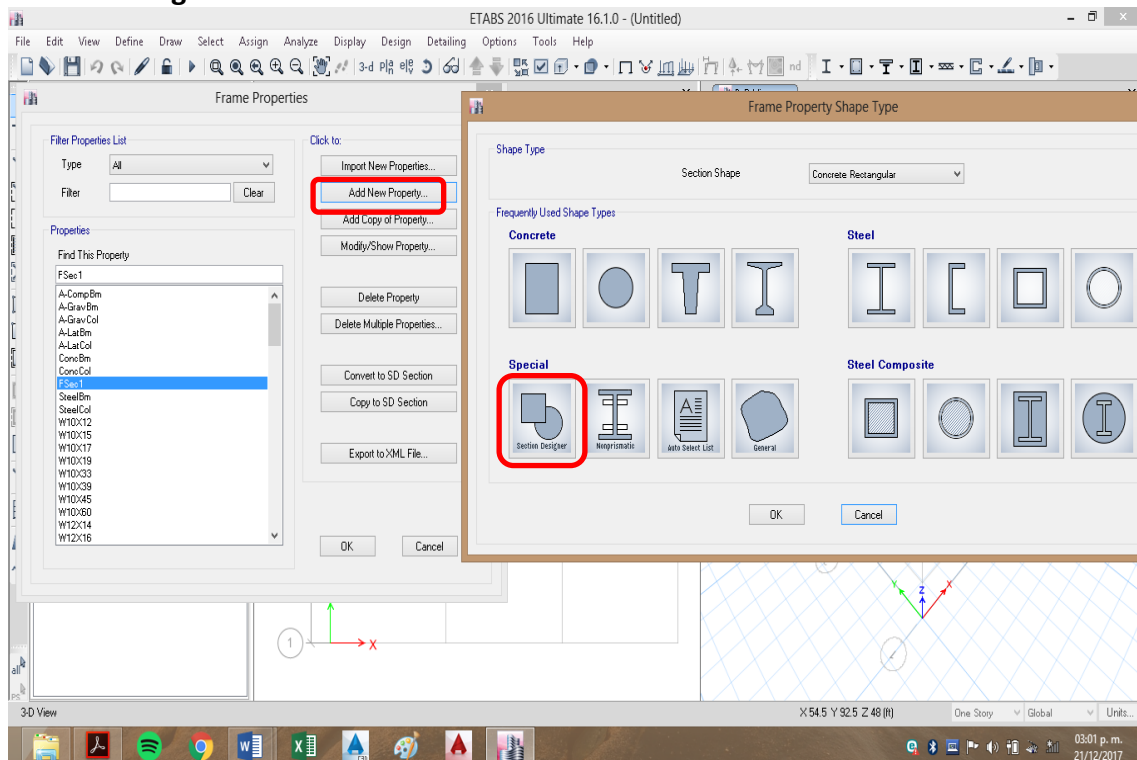
Digitamos Colum1mx0.25m en **Section Name**, elegimos Concreto210 en **Material**. Luego colocamos las dimensiones de la columna



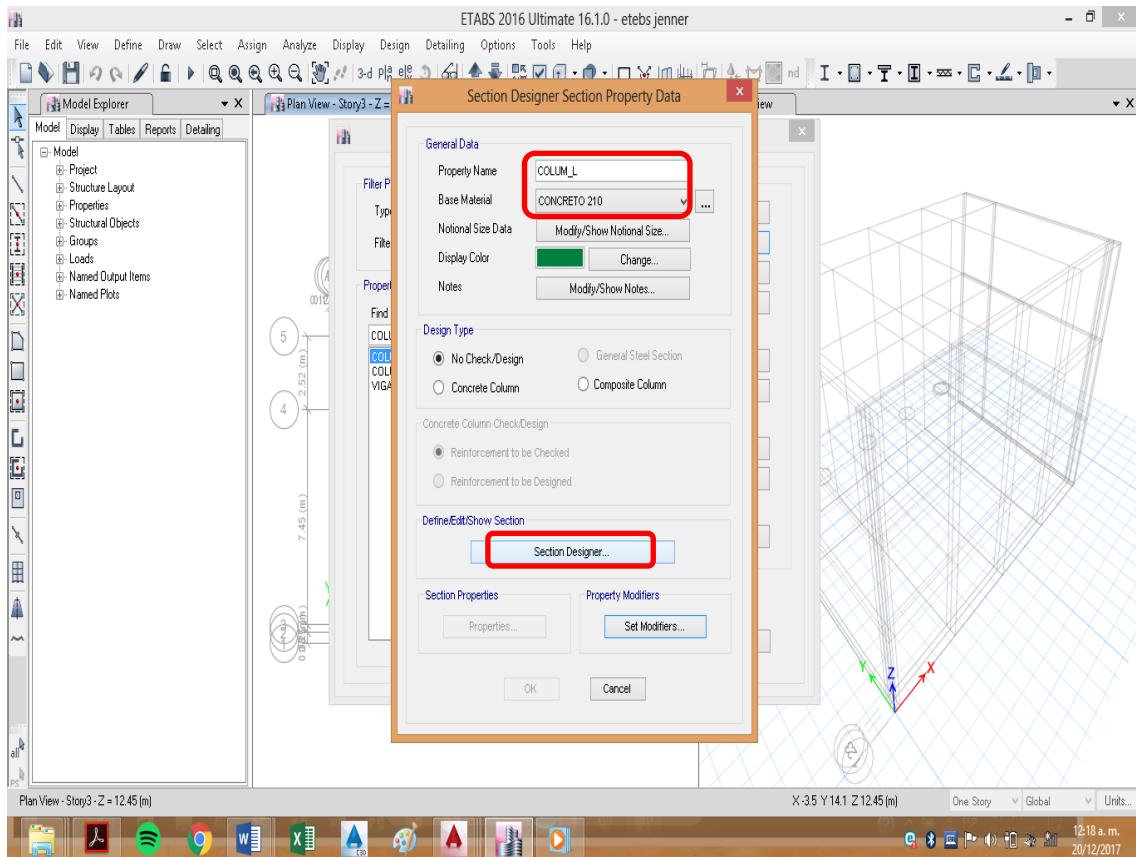
Luego clic en **Modifi/Show Rebar** y seleccione Acero 4200 de la lista **Longitudinal Bars** y Acero 4200 de la lista **Cofinement Bars**, en **cover** ponemos el recubrimiento 4cmy elegimos el número de acero.



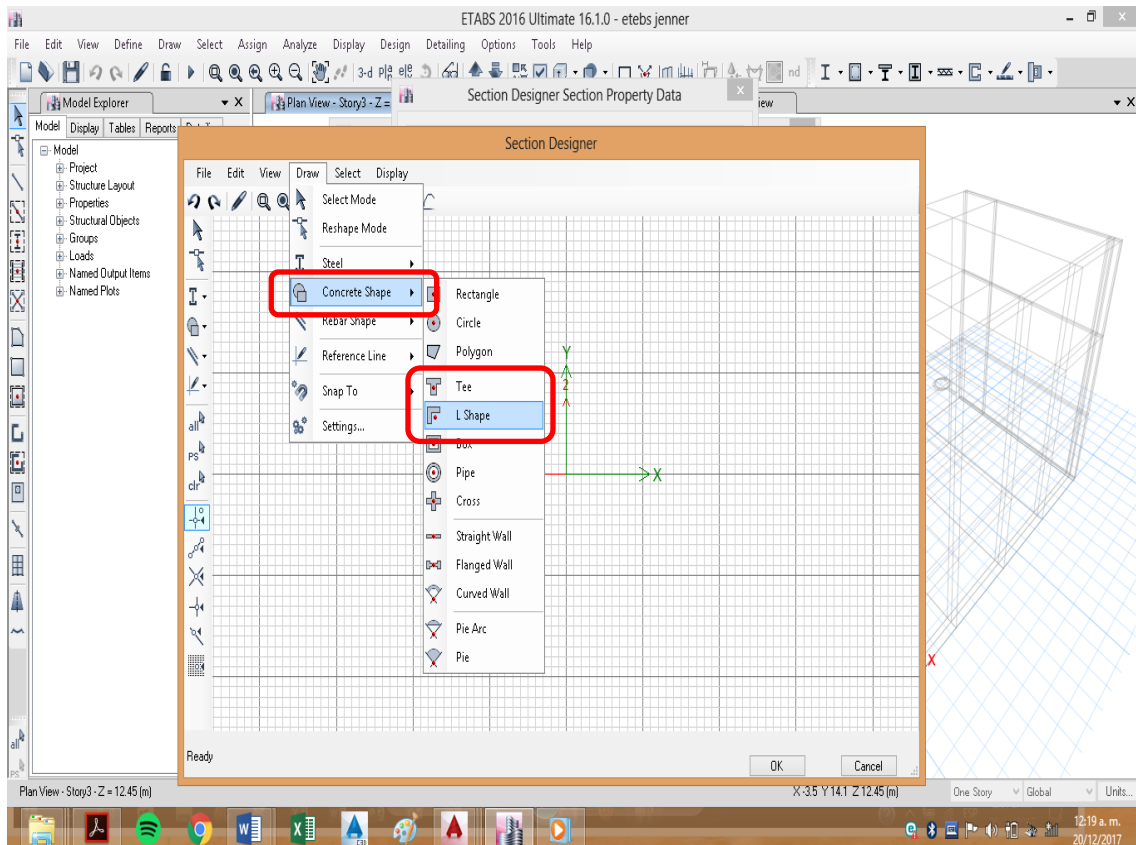
Para crear columnas de sección T y L, hacer clic en **Add New Property** luego seleccionar **Section Designer**.



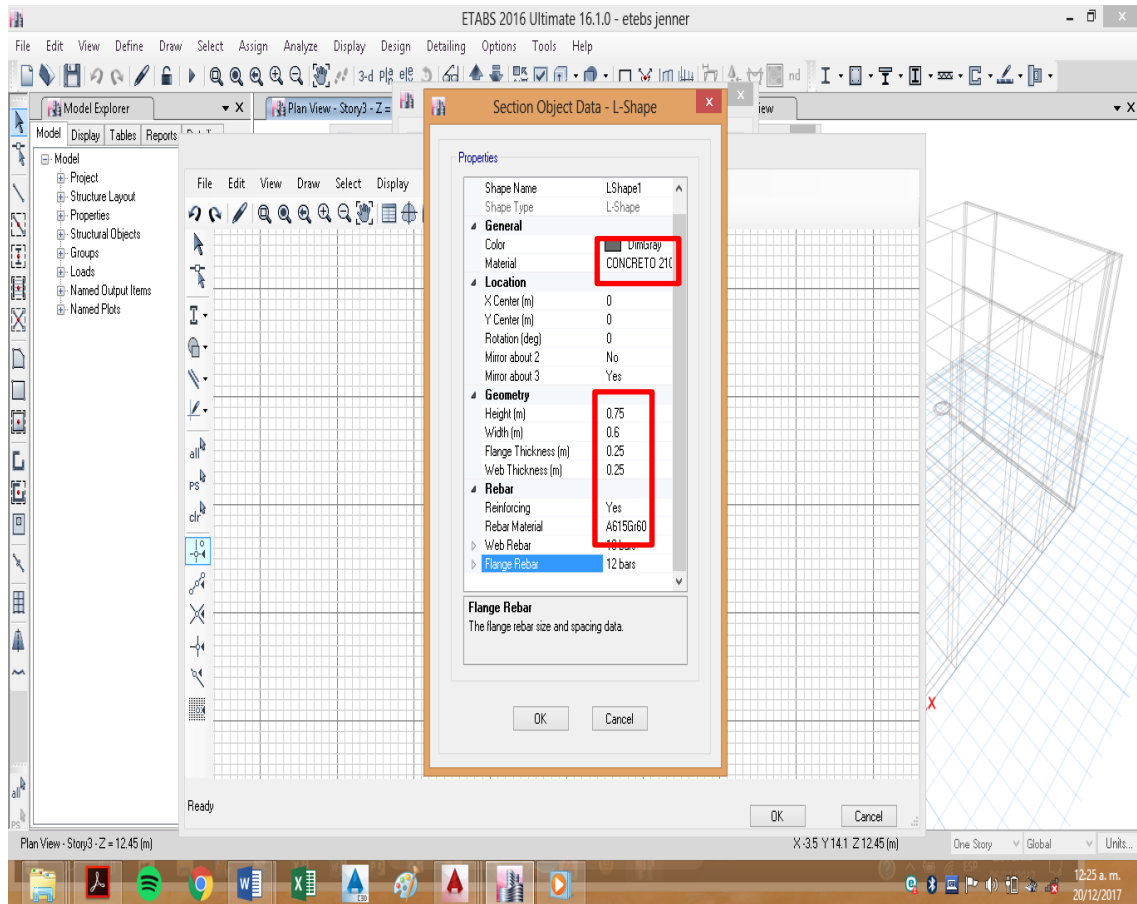
Colocamos las características de la columna para concreto 210kg/cm<sup>2</sup>



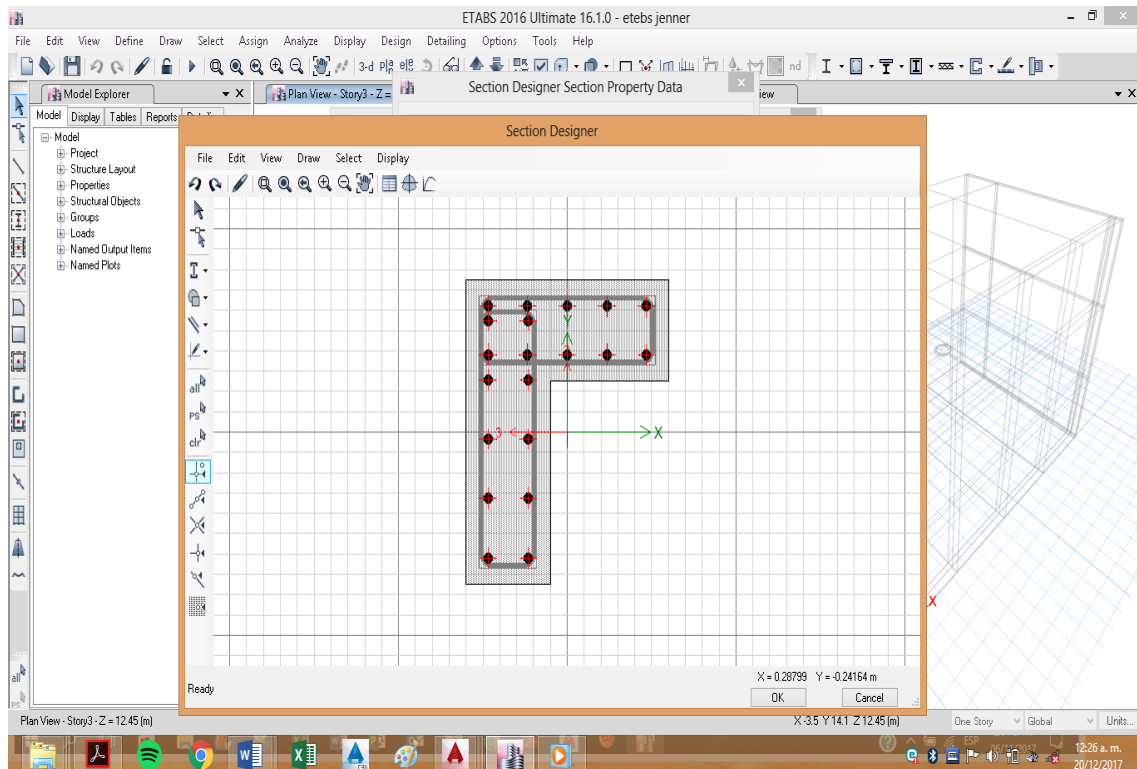
Seleccionamos el tipo de columna L o T.



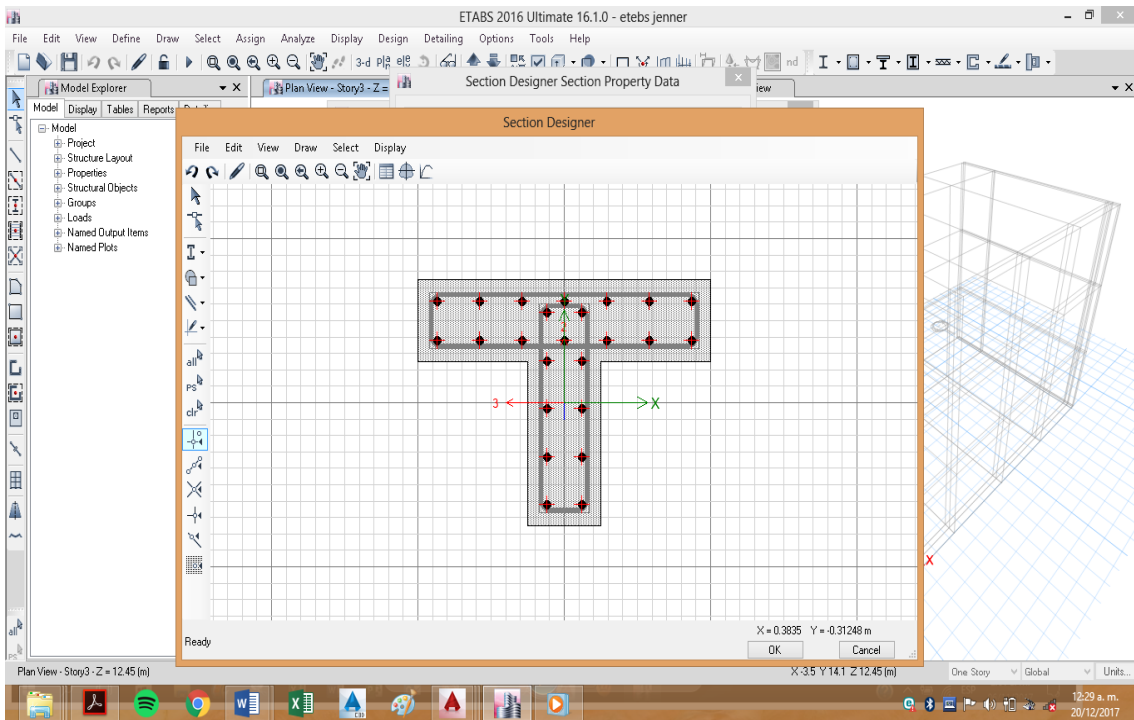
Ingresamos los datos para T o L: material  $f'c=210\text{kg/cm}^2$ , las dimensiones de la columna T o L



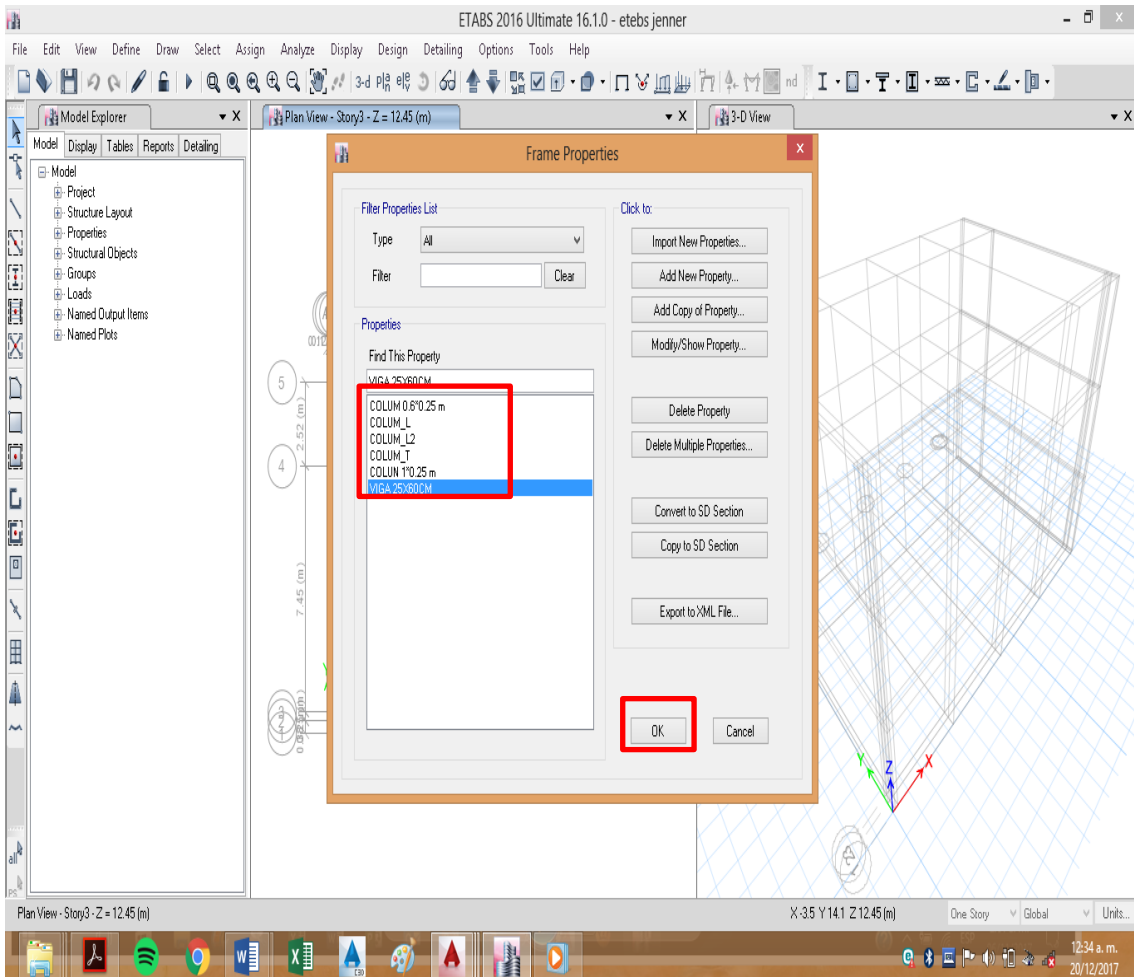
## Sección final L



## Sección final T

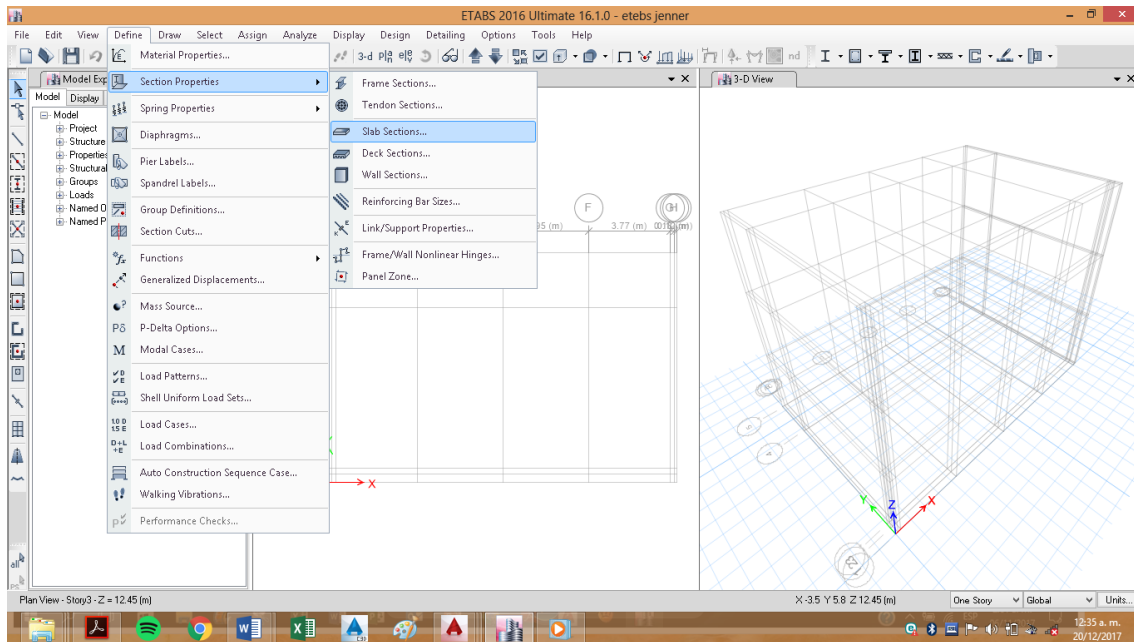


Aceptamos (OK).

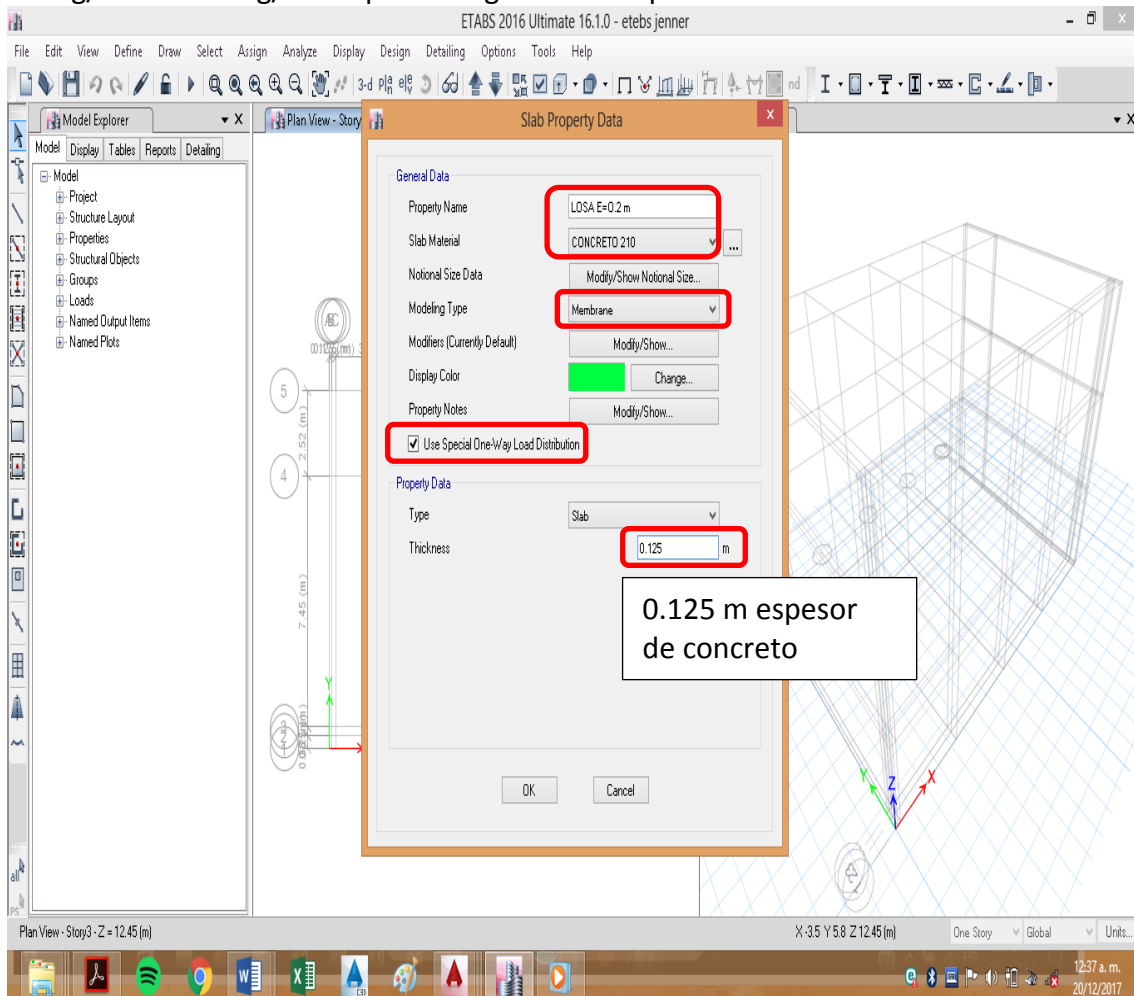




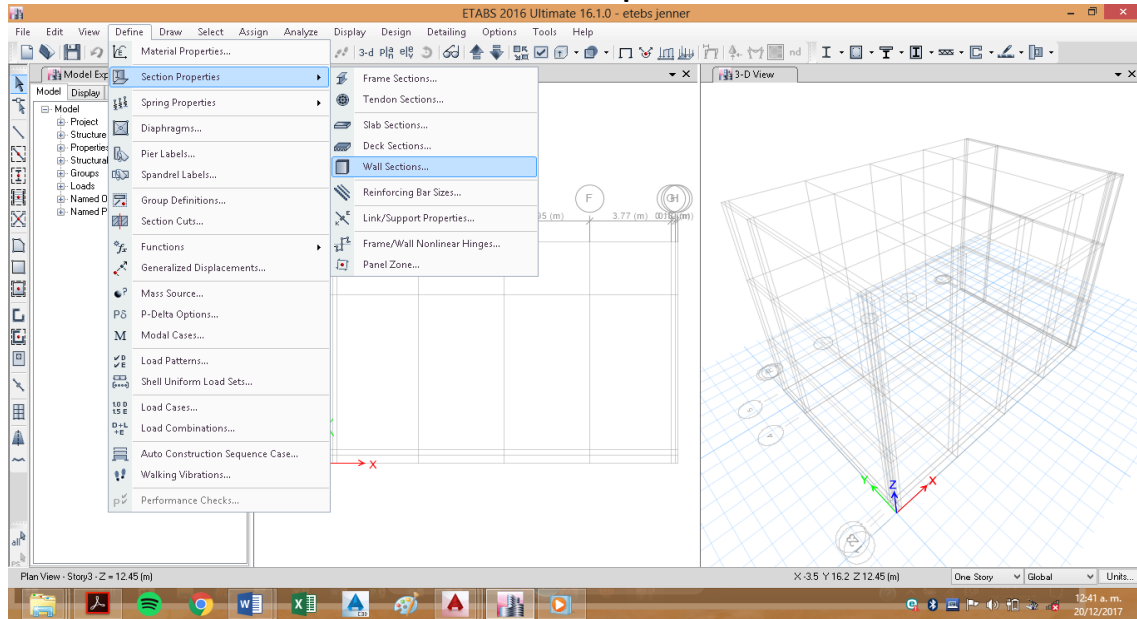
## Paso N°05 Definición de las secciones de losa aligerada:



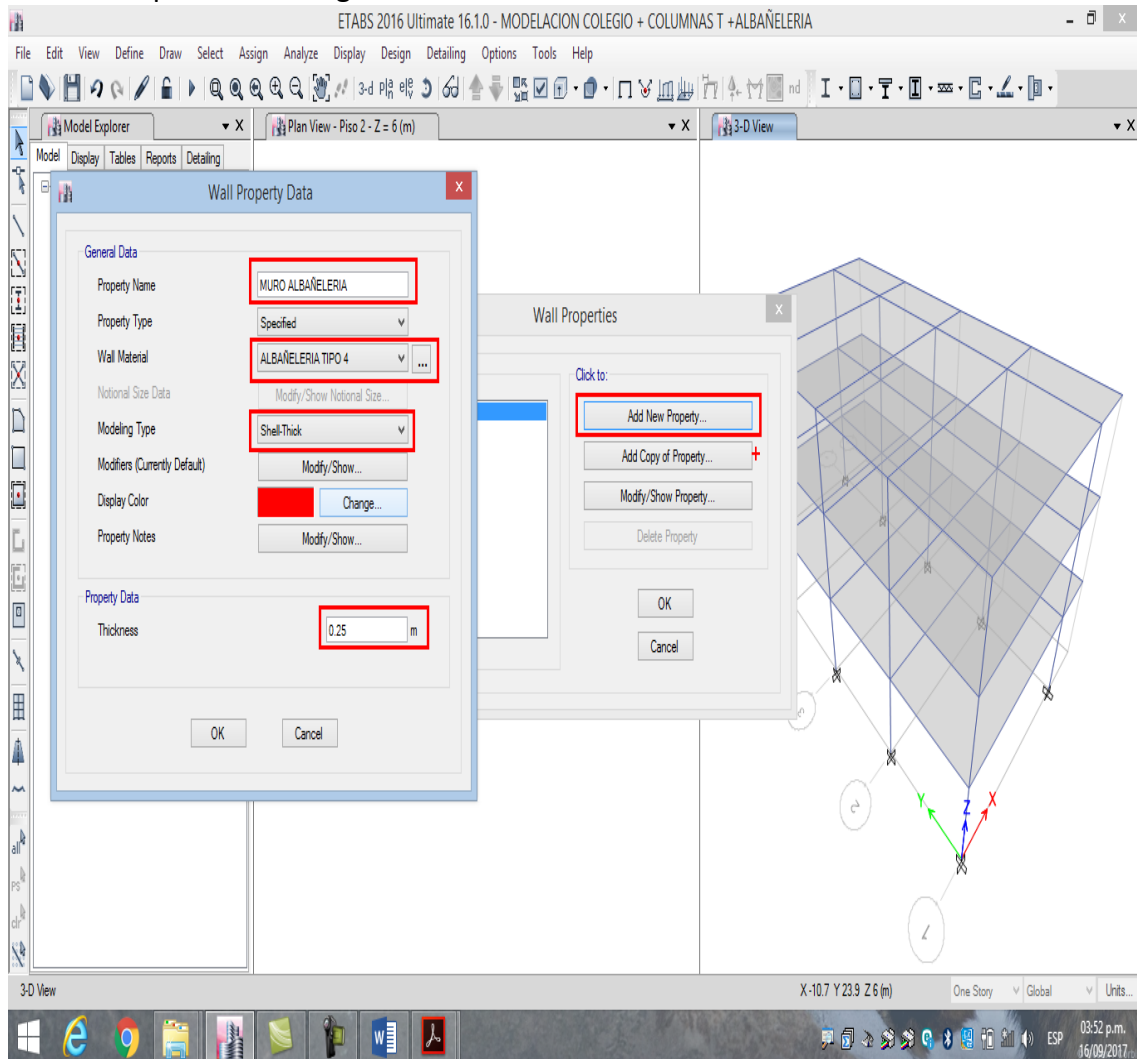
Definimos las características de la Losa,  $f'c=210\text{kg/cm}^2$ , elegimos **membrane** (permite poner las cargas y transmitirlas),  $e=0.20$ , para que la carga muerta en la losa sea  $300\text{kg/cm}^2 = 2400\text{kg/m}^3 * e$  por consiguiente el espesor de concreto es  $e=0.125$ .



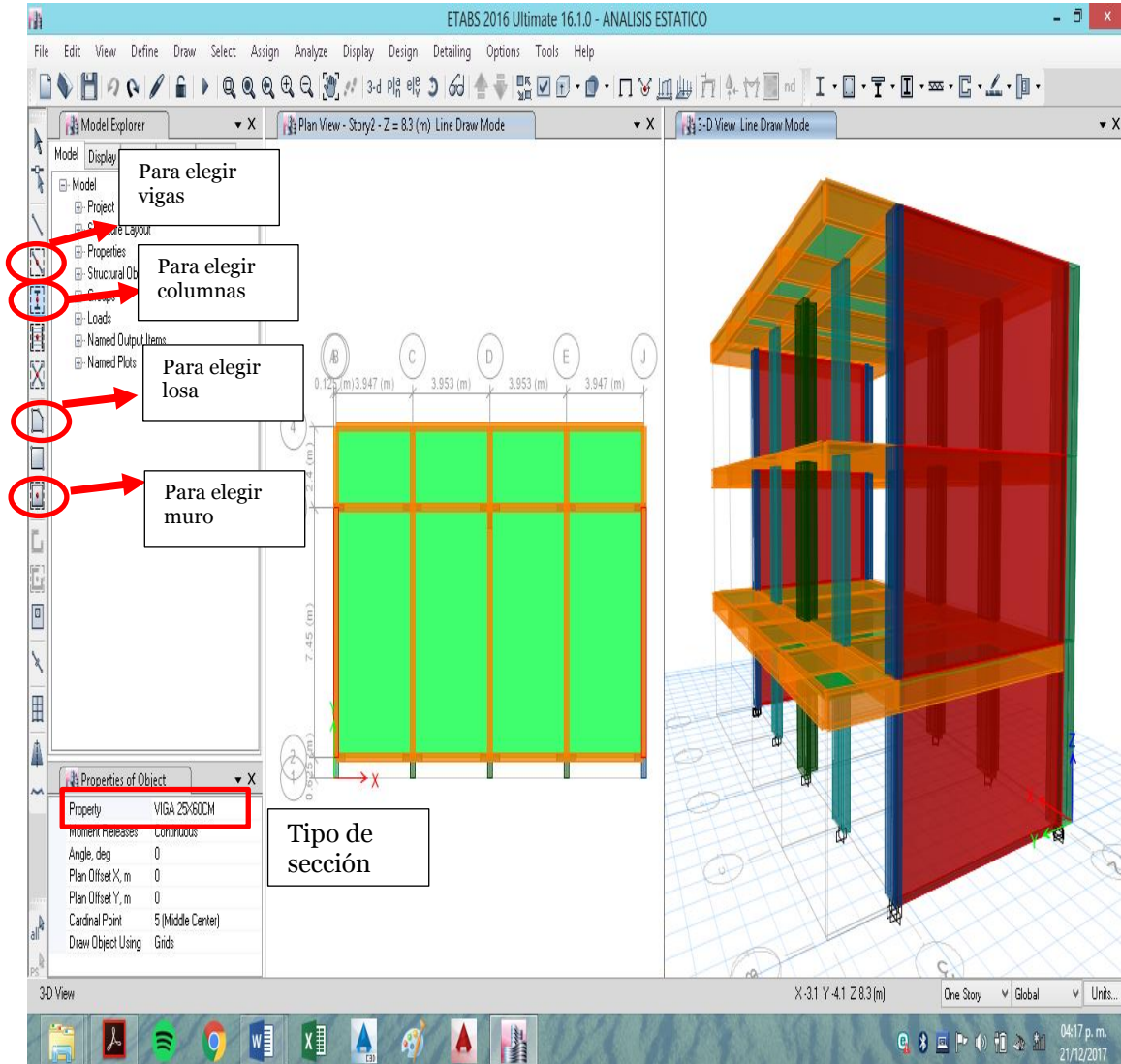
## Paso N°06 definiciones de la sección del muro portante:



Digitamos las características para ladrillo  $f_m=65 \text{ kg/cm}^2$ , espesor de 0.25m elegimos **Shell thick** para muro delgado menor 0.25.



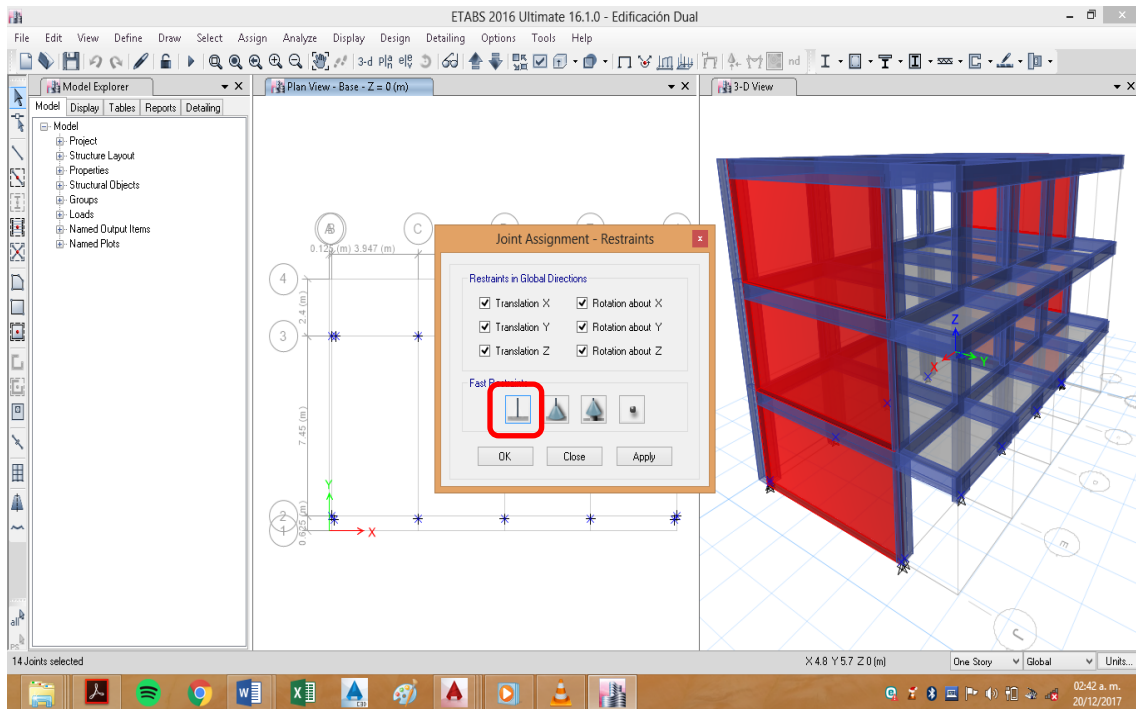
**Paso N°07 Asignar secciones de los elementos al modelo:** seleccionamos para cada elemento y colocamos en sus ejes correspondientes, para girar un elemento elegimos el elemento y luego entramos a **Assign, Shell/Local Axes** y colocar el ángulo para girar. A continuación se muestra la estructura final



**Paso N°08 Definición de las condiciones de los apoyos para el modelo:**

Seleccionar todos los apoyos, luego de seleccionar los apoyos seleccione en el menú principal **Assign** y la opción de **Joints** y la sub-opción de **Restraints** para seleccionar todas las restricciones.





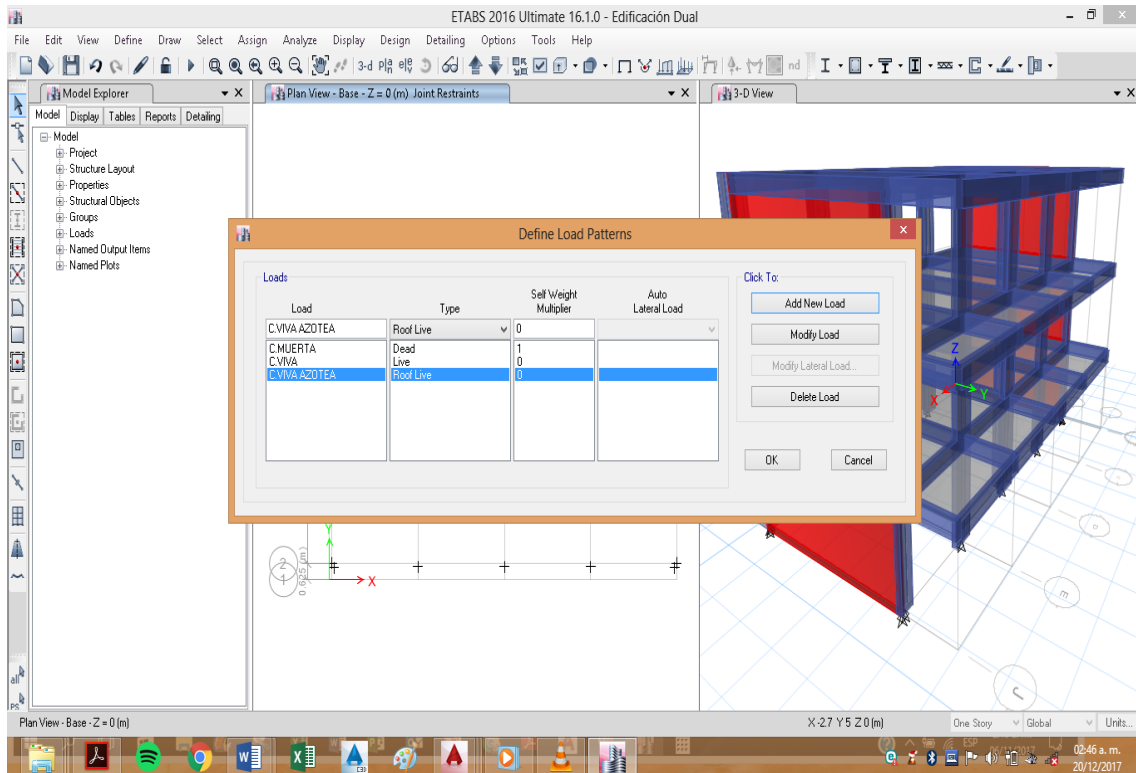
### Paso N°09 Definir sistemas de cargas:

Definimos los sistemas de cargas (CM, CV y CS), las cargas muertas se aplicaran solo a cargas adicionales como carga de los muros y acabados. Seleccione **Define** del menú principal y luego la opción **Load Patterns**.

C.MUERTA = DEAD (1)

C.VIVA = LIVE (0)

C. VIVA AZOTEA = Roof live (0)



## Paso N°10 Asignar las cargas a la estructura:

Cargas a ser asignadas:

### CARGA MUERTA: DEAD

Carga de muro bajo sobre la losa del 1er y 2do =  $1350 \cdot 0.15 \cdot 1.2 = 243 \text{ Kg/ml}$

Carga de muro alto sobre la losa del 1er y 2do =  $1350 \cdot 0.15 \cdot 3.5 = 708.75 \text{ Kg/ml}$

Carga de parapeto sobre la losa del 1er y 2do =  $1350 \cdot 0.15 \cdot 3.5 = 202.5 \text{ Kg/ml}$

Carga a la Losa Peso acabados =  $100 \text{ Kg/m}^2$

### CARGA VIVA: LIVE

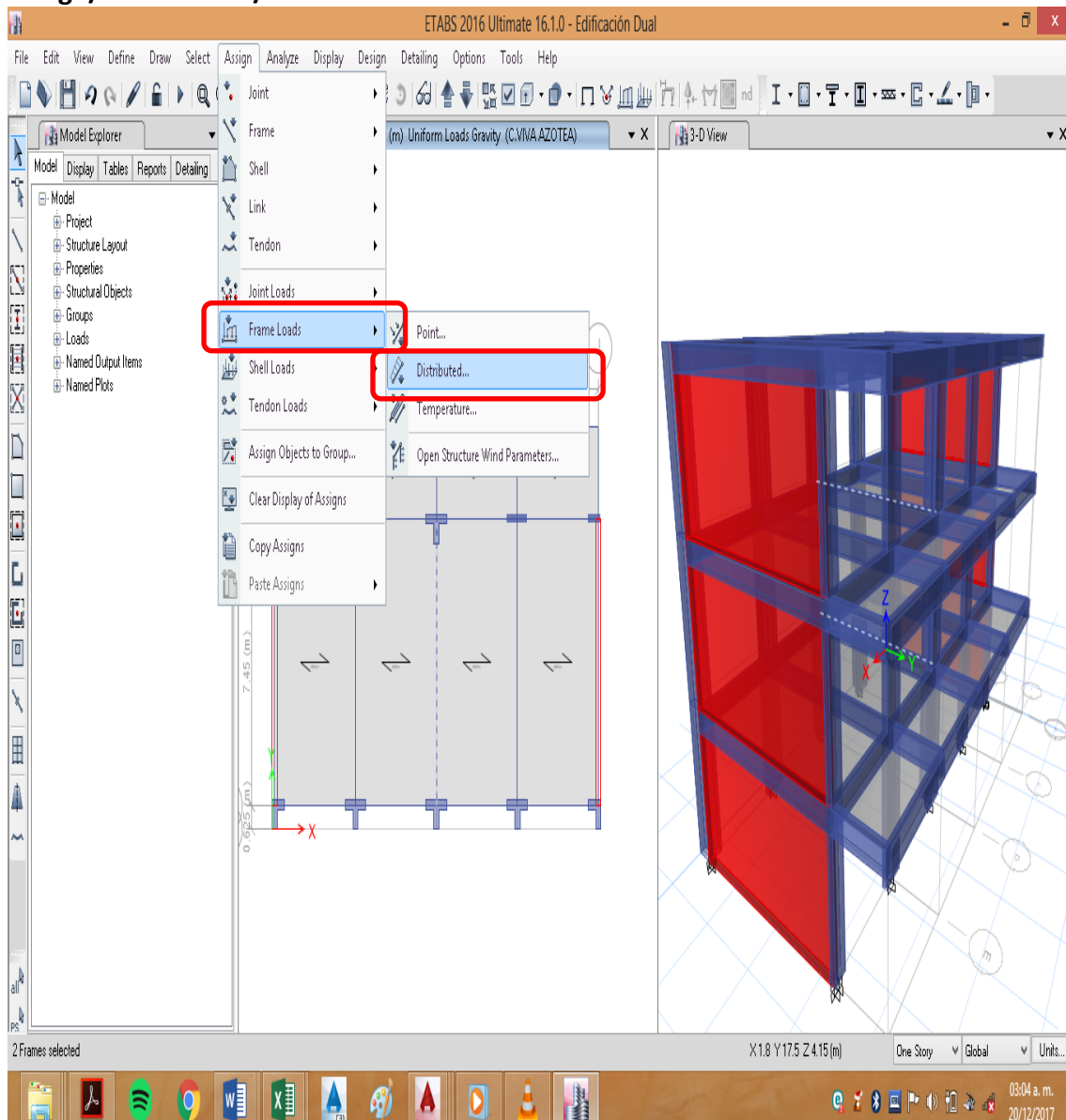
Sobre Carga Aulas =  $250 \text{ Kg/m}^2$

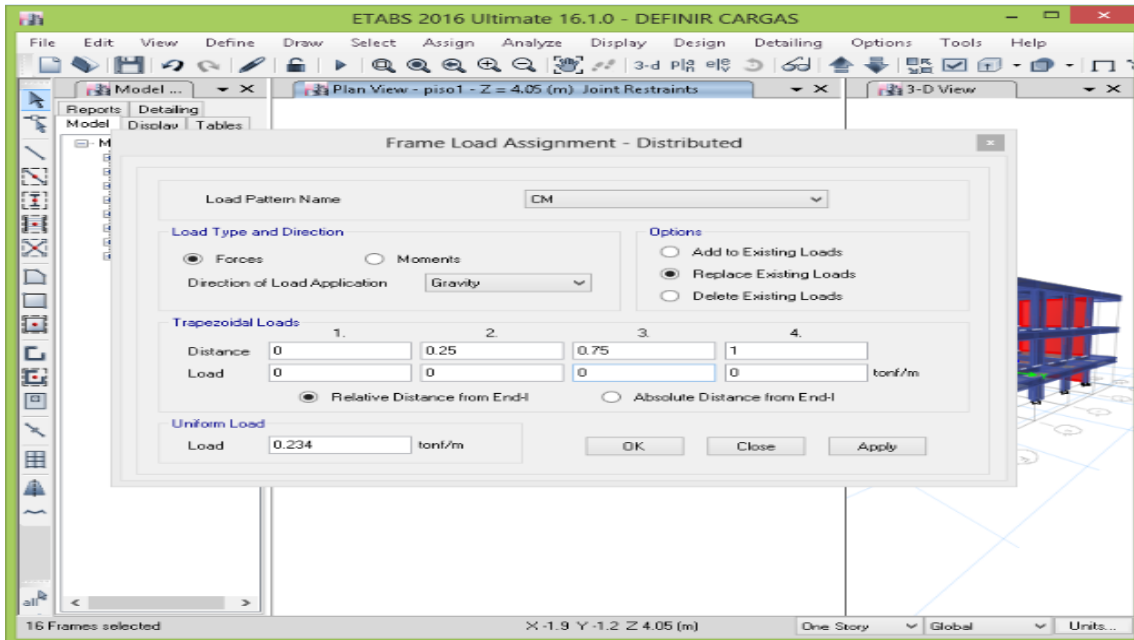
Sobre Carga Corredores =  $400 \text{ Kg/m}^2$

Sobre Carga Azotea =  $0.5 \cdot 250 \text{ Kg/m}^2$

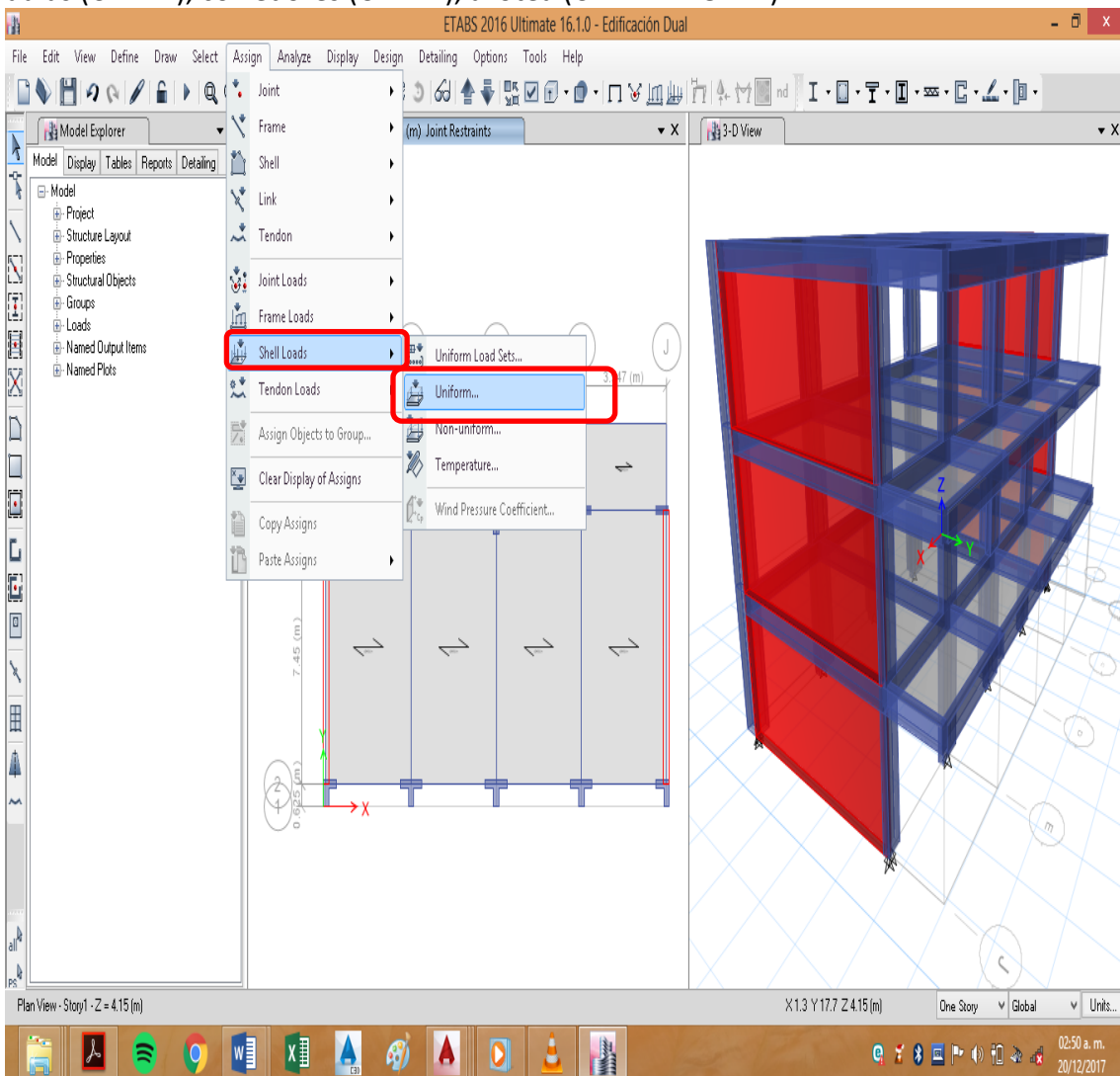
### Primero agregamos cargas puntuales distribuidas

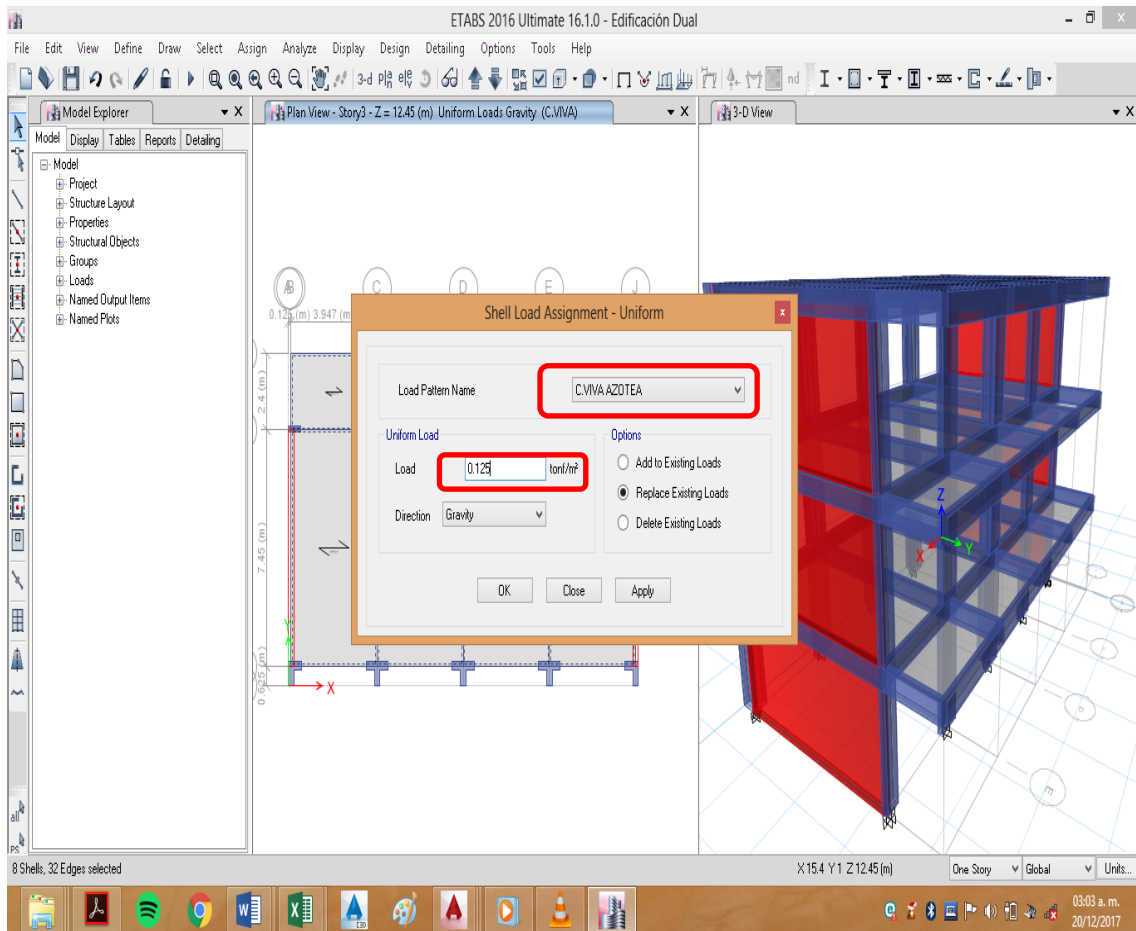
Ingresamos el peso de muros y parapetos seleccionamos las vigas, luego ingresamos a **Assign/Frame loads/distributed**.





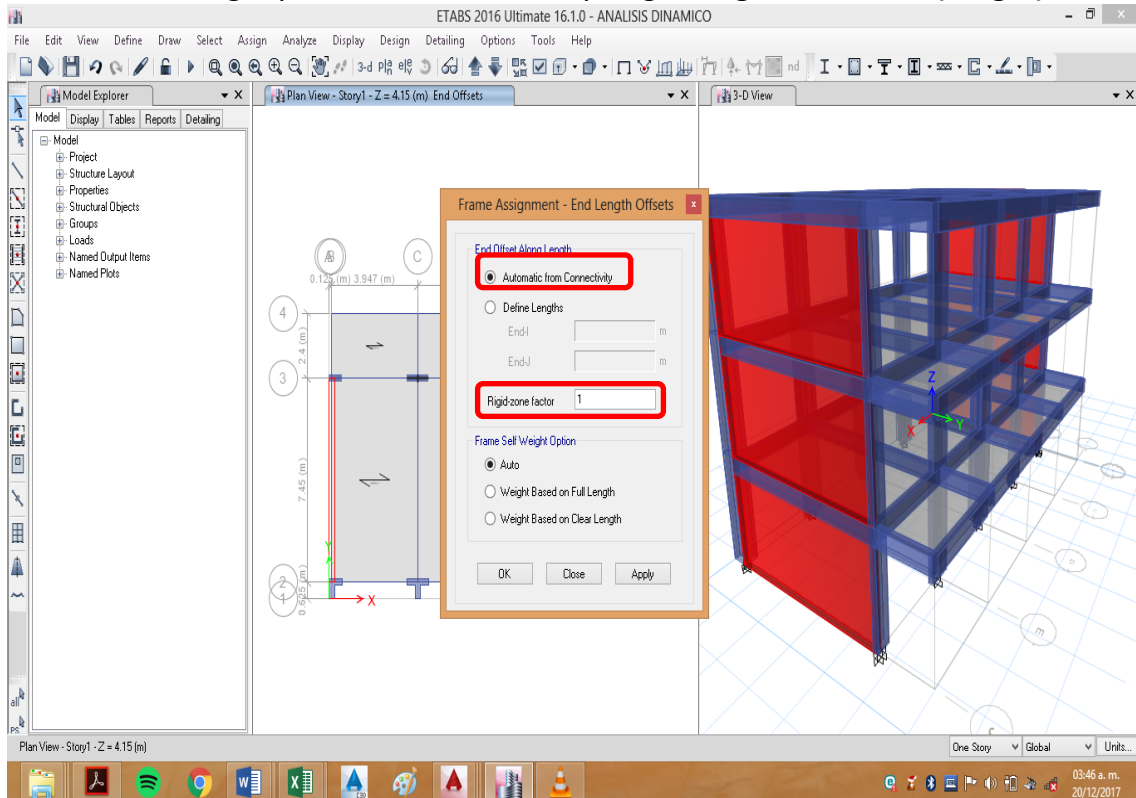
Segundo ingresamos las cargas repartidas uniformemente como acabados (C.MUERTA), aulas (C.VIVA), corredores (C.VIVA), azotea (C.VIVA AZOTEA)





### Paso N°11 Definir Brazos Rígidos para las vigas y columnas:

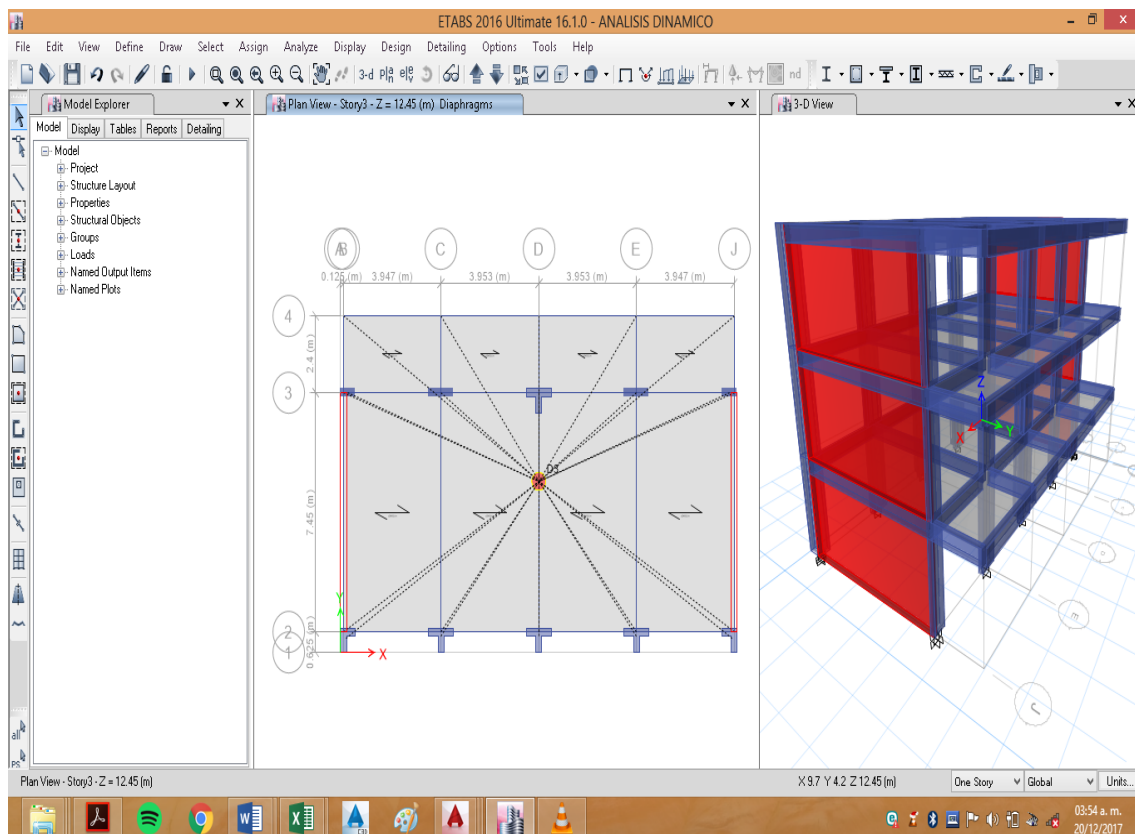
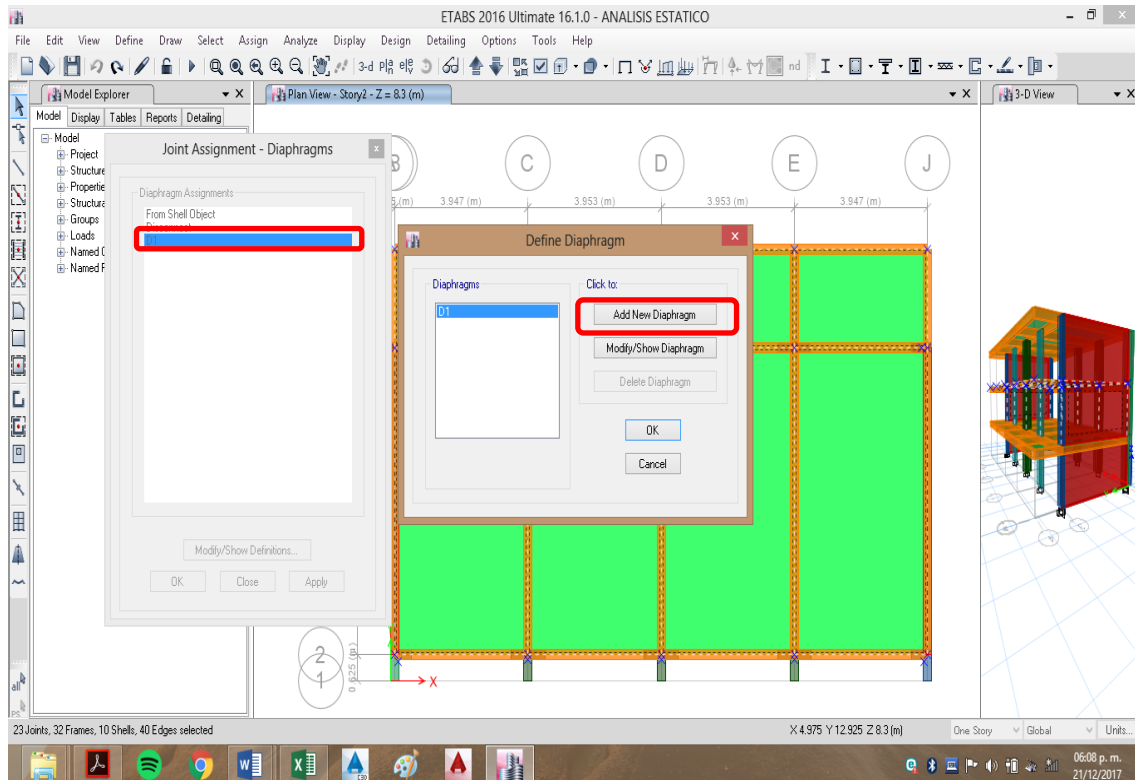
Seleccionar las vigas y columnas del modelo y luego **Asign/Frame/End (Length) Offset**.



## Paso N°12 Definir Diafragmas Rígidos de Entrepiso:

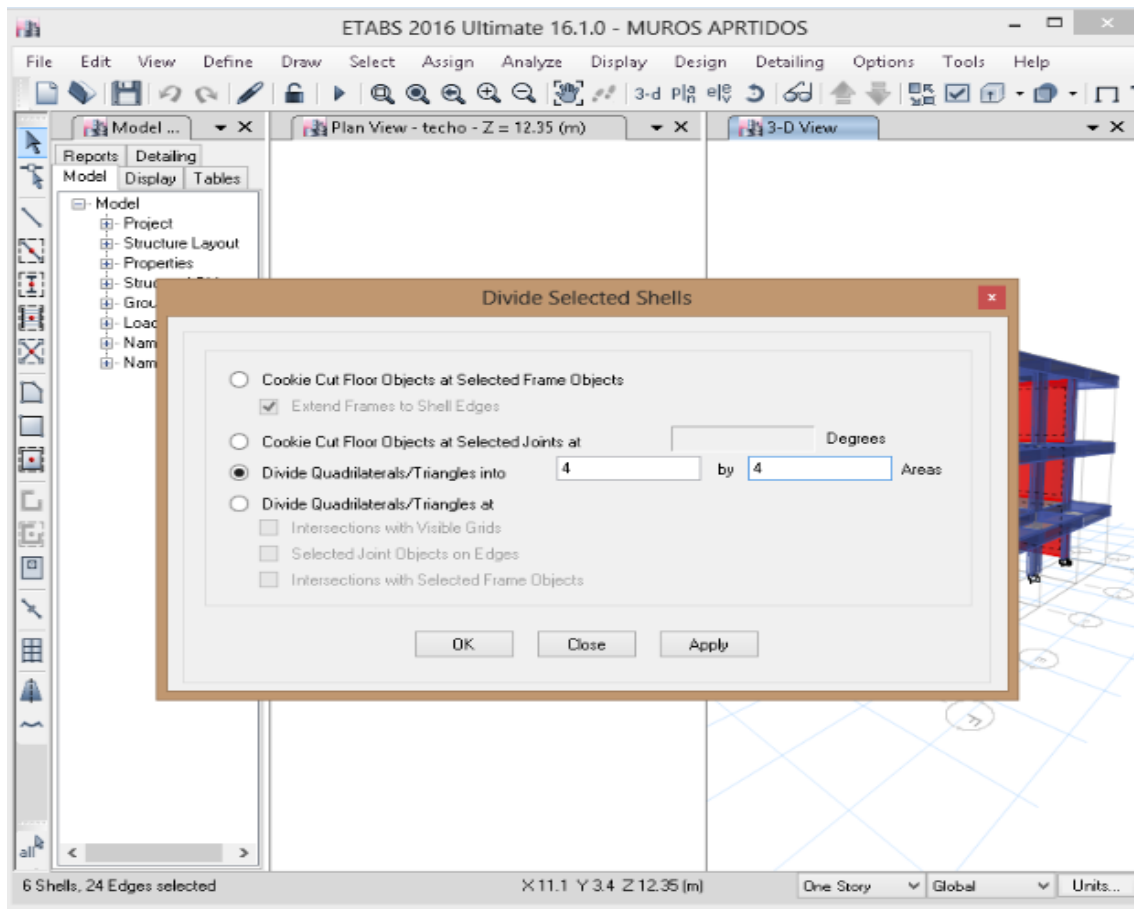
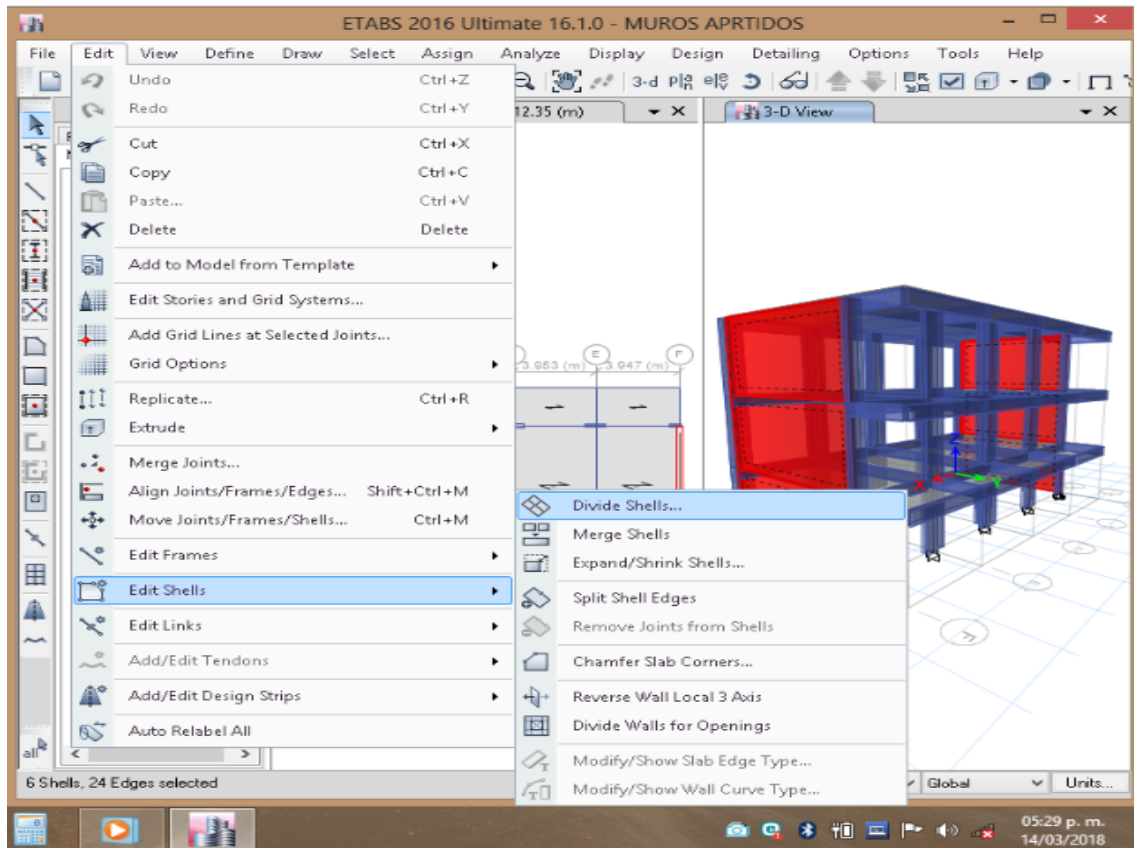
Seleccionar todo el piso que se desea seleccionar como diafragma rígido, luego ir a **Asign/Joint/ Diaphragms**, e mostrará la ventana siguiente:

Seleccionar **Diaphragm** del cuadro de diálogo **Choose Constraint Type to Add** y hacer clic en **New Add Constraint**...

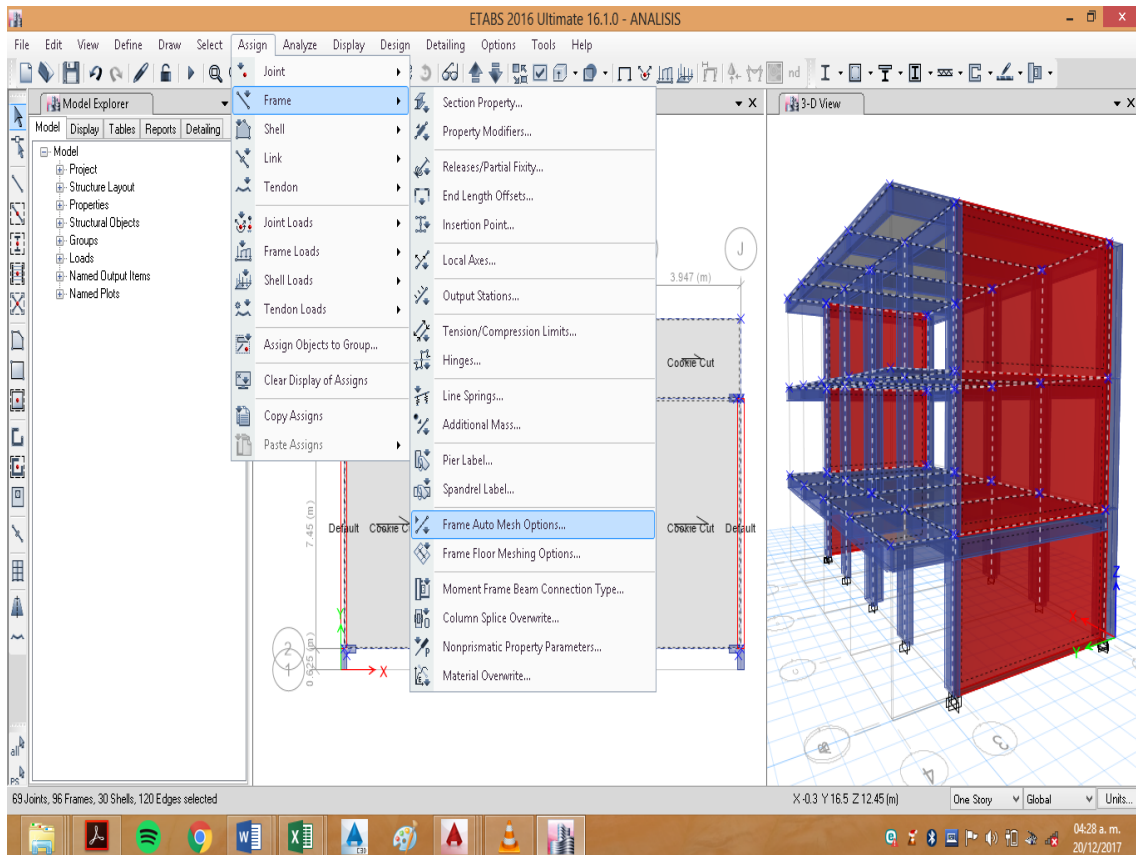
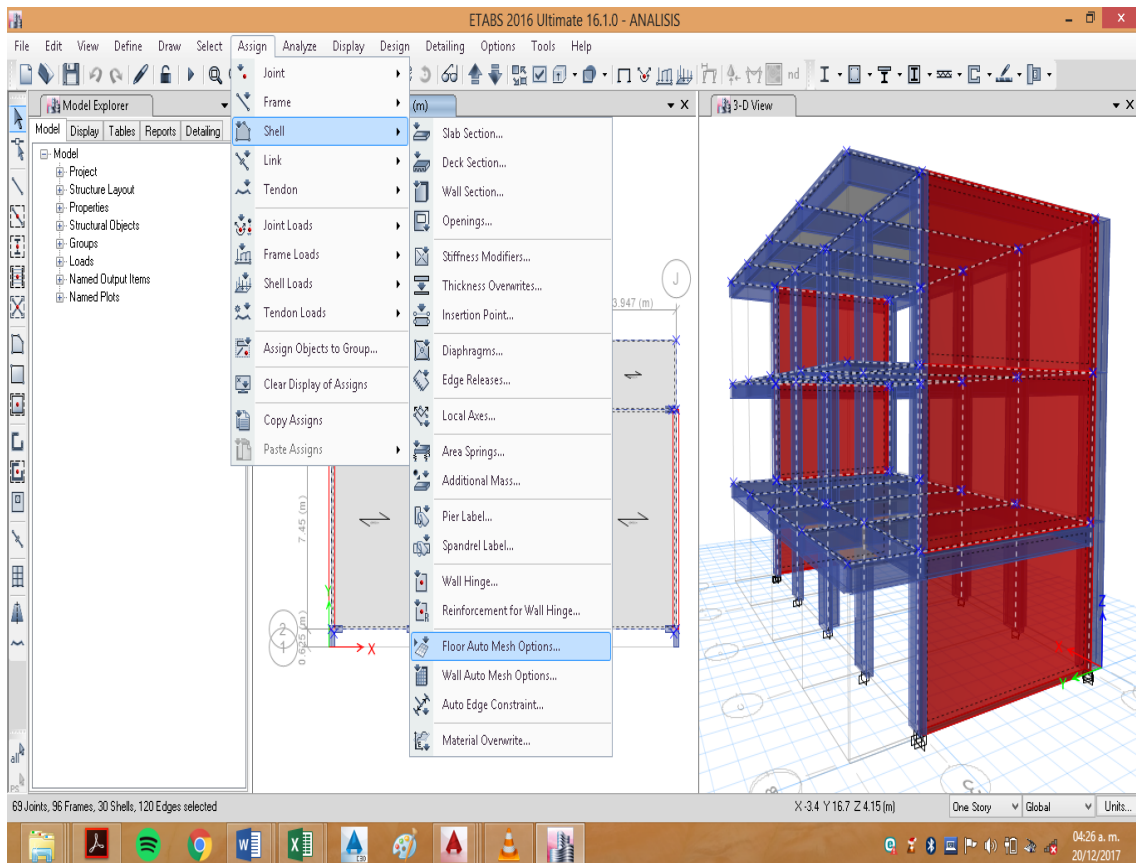


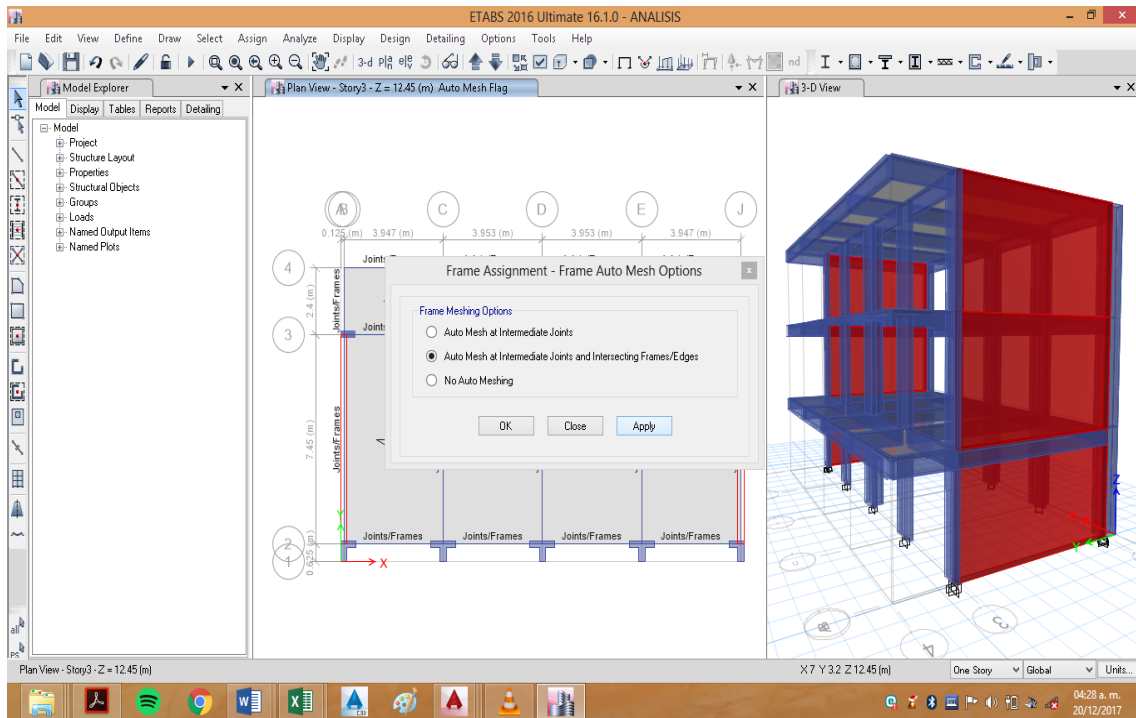


## Partimos los muros:

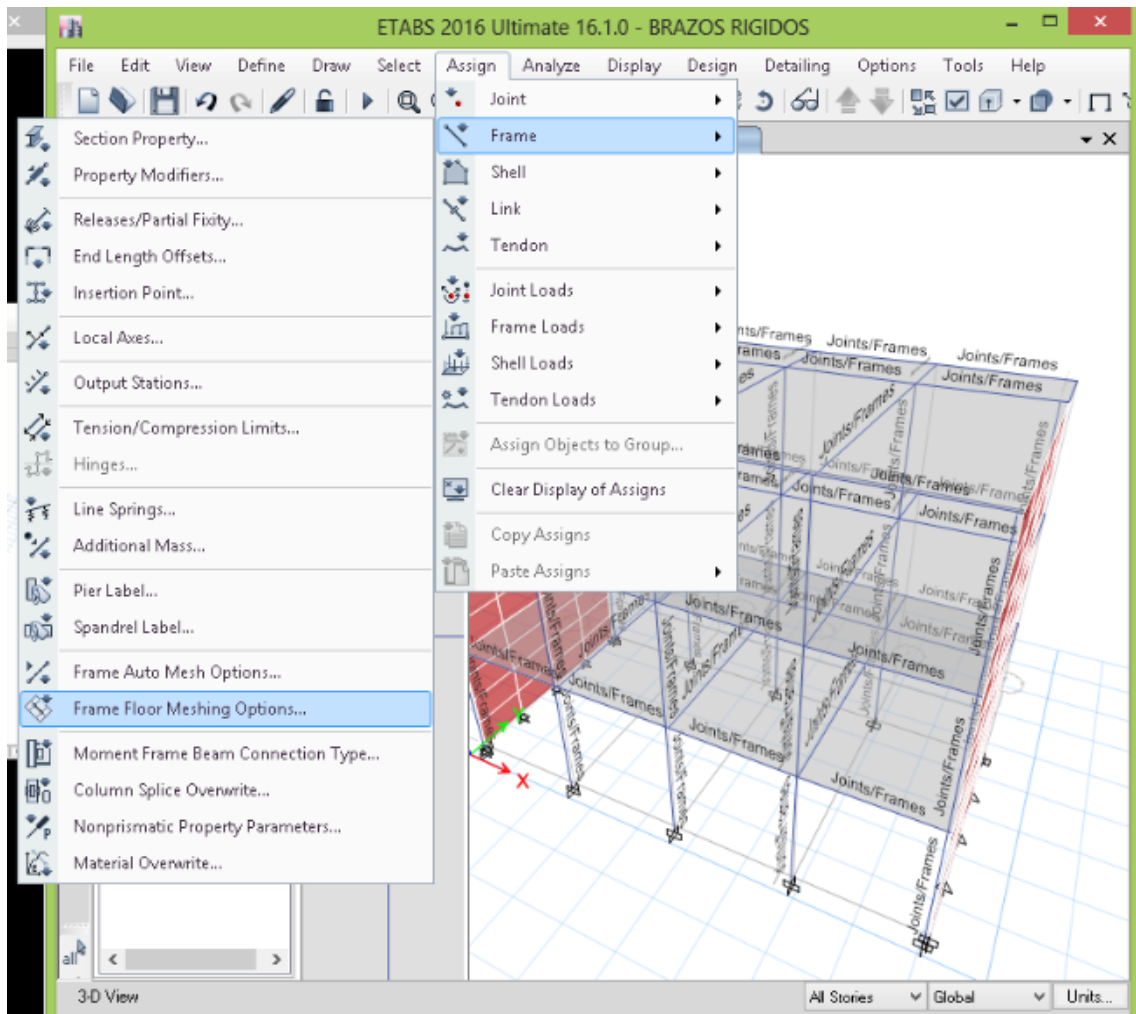


# Seleccionamos Auto Mesh

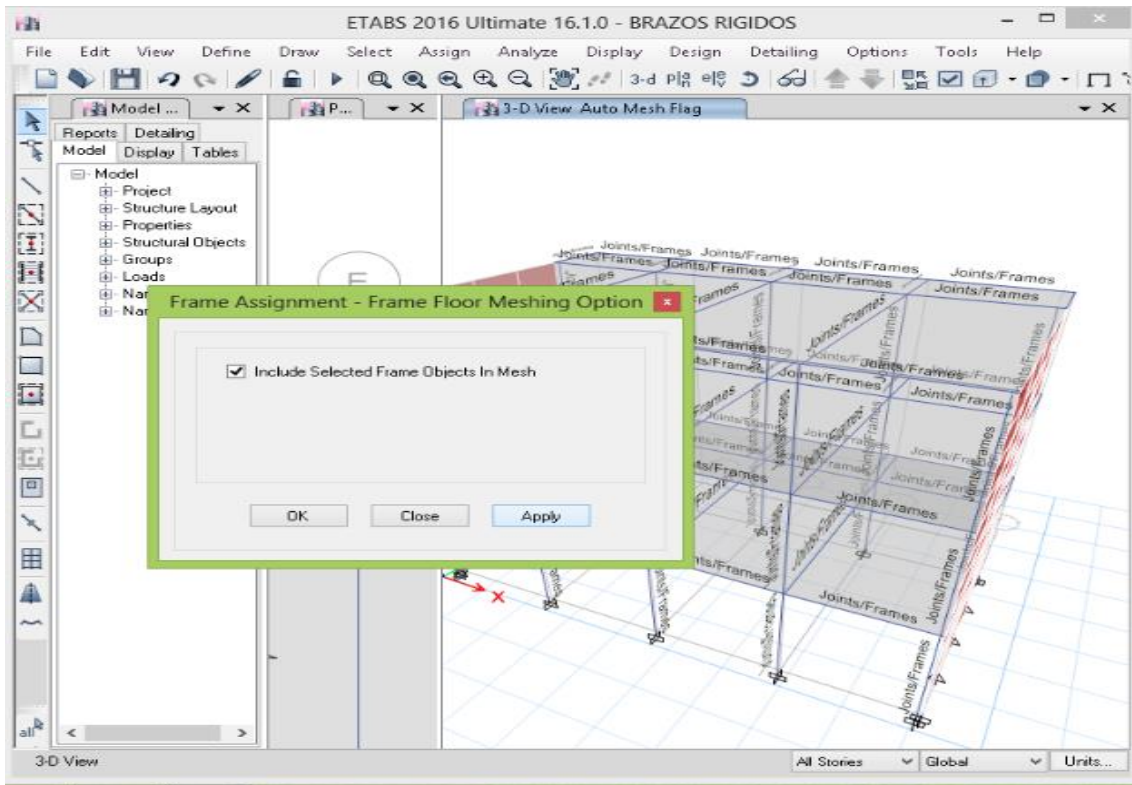




**Aplicamos Floor Meshing, para unir el piso con las vigas**



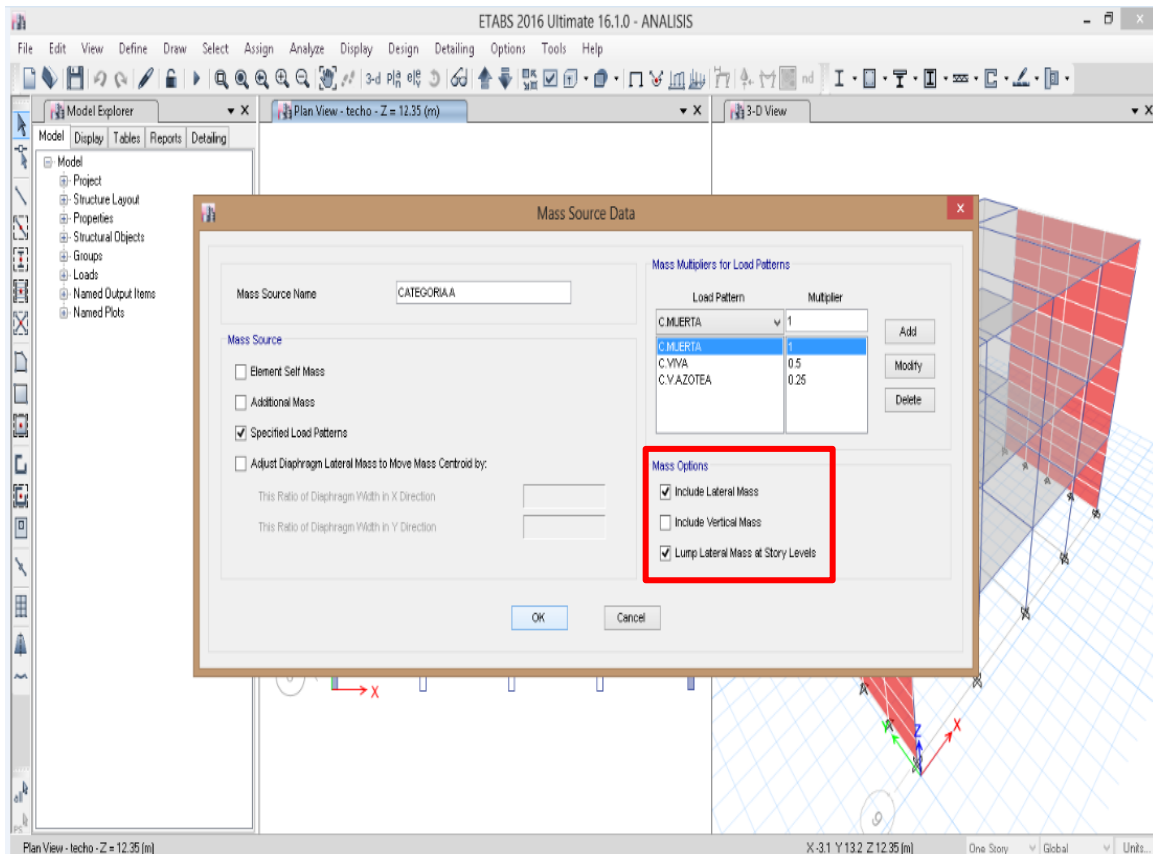




### 13. Análisis estático

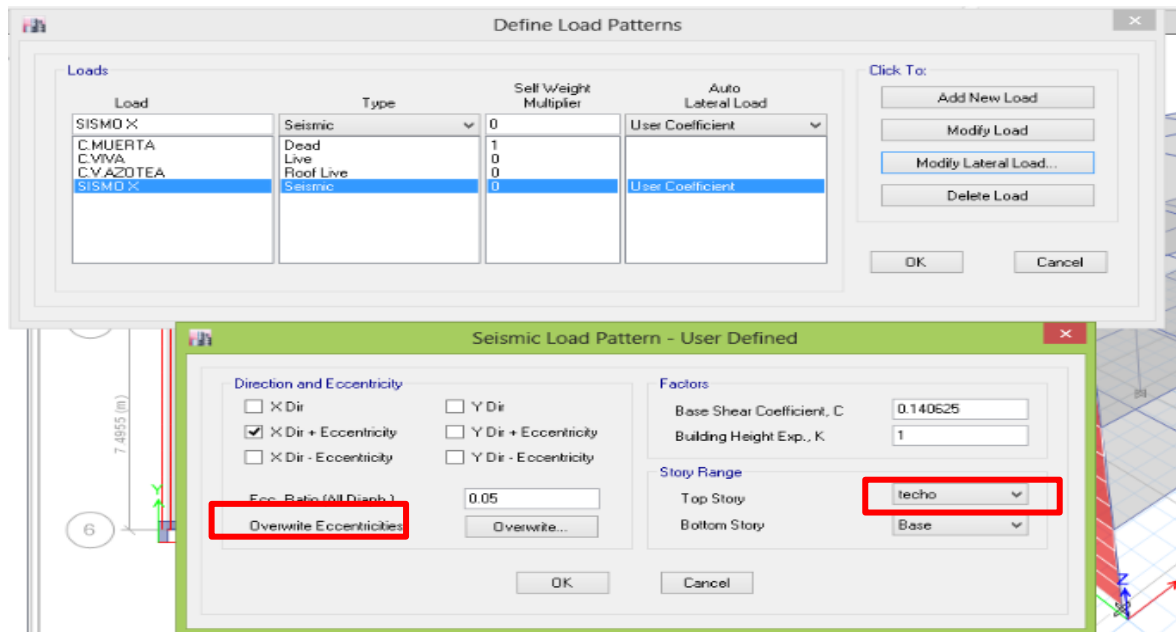
#### 13.1. Definimos masa para una edificación de categoría A

Entramos a **Define/mass source...**



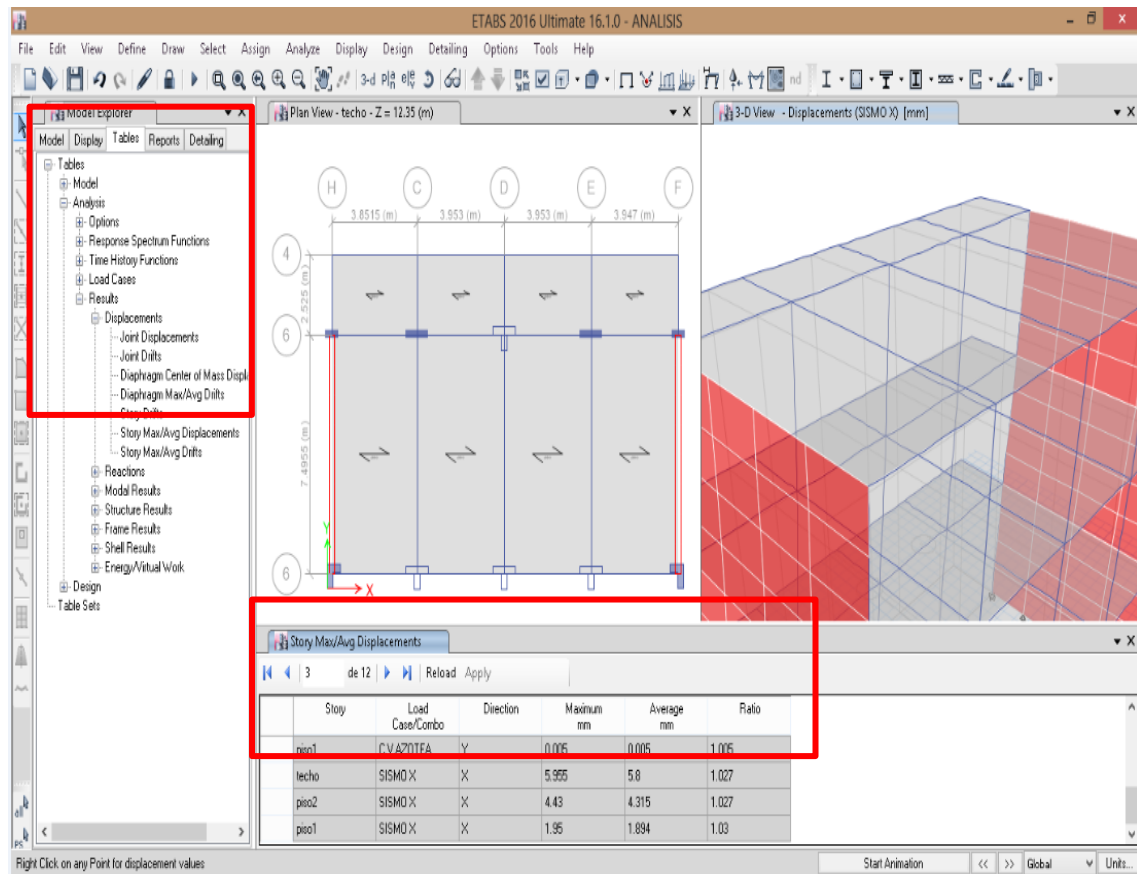
### 13.2. Asignamos cortante basal para sismo en x

Entramos a **Define/Load Patterns...**, luego creamos sismo en X con la condición de introducir coeficiente de la cortante basal calculada

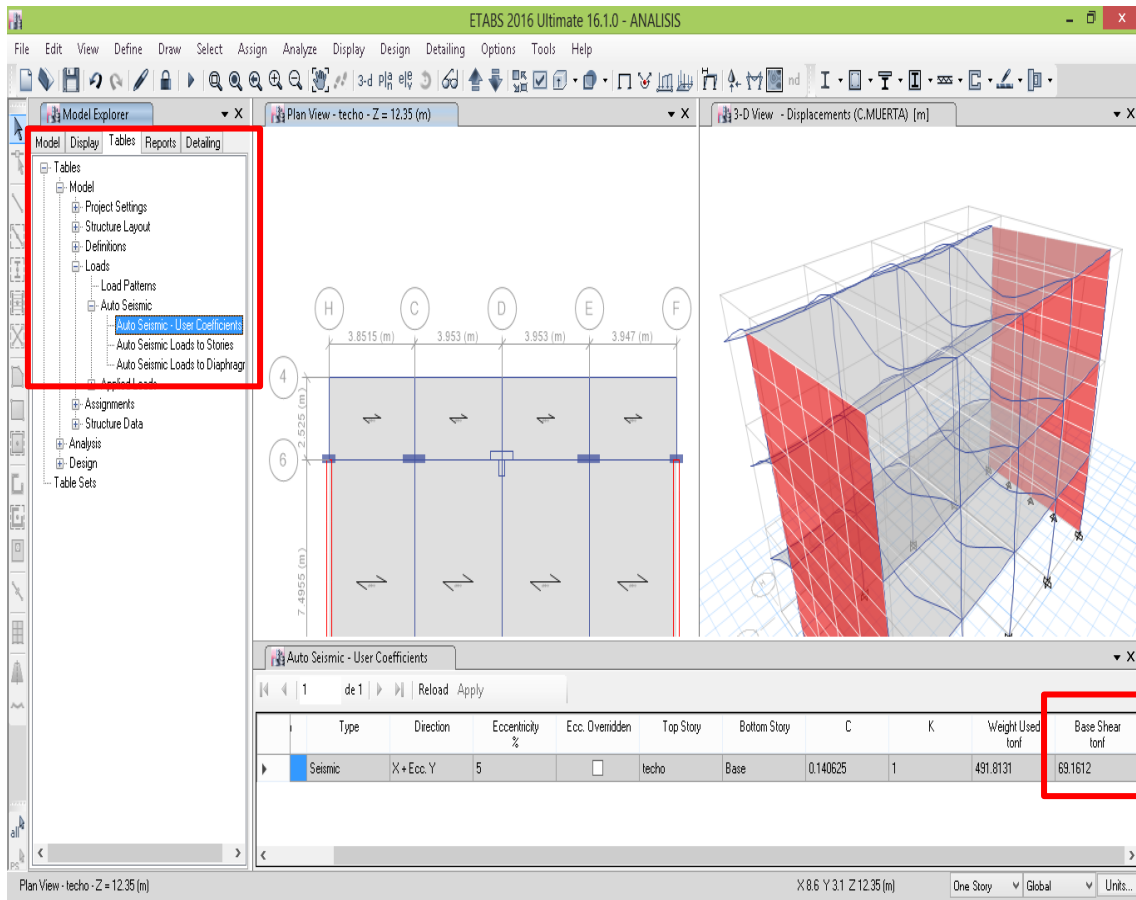


### 13.3. Corremos el programa

Luego entramos a tablas para ver los desplazamientos generados en la dirección X,

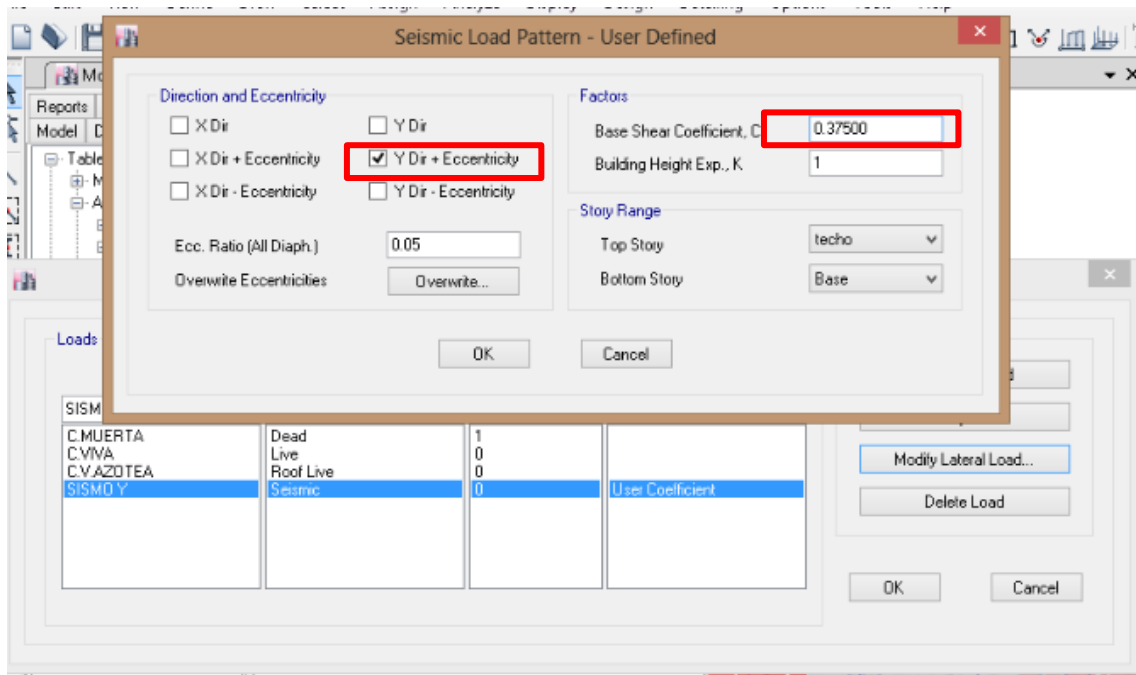


Encontramos la cortante en la base para análisis estático en dirección X.



### 13.4. Asignamos cortante basal para sismo en Y

Entramos a **Define/Load Patterns...**, luego creamos sismo en Y con la condición de introducir coeficiente de la cortante basal calculada



### 13.5. Corremos el programa

Luego entramos a tablas para ver los desplazamientos generados en la dirección Y.

The screenshot shows the ETABS software interface. On the left, the 'Tables' menu is expanded to show 'Results' > 'Displacements' > 'Story Max/Avg Displacements'. The main window displays a 2D plan view of a frame structure with columns labeled H, C, D, E, F and stories labeled 4, 6, 6. A 3D view of the structure is shown on the right. Below the plan view, a table titled 'Story Max/Avg Displacements' is displayed, showing the following data:

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
peo1	CVAZOTEA	Y	0.005	0.005	1.005
techo	SISMO Y	Y	5.624	5.145	1.093
peo2	SISMO Y	Y	3.931	3.992	1.095
peo1	SISMO Y	Y	1.784	1.626	1.097

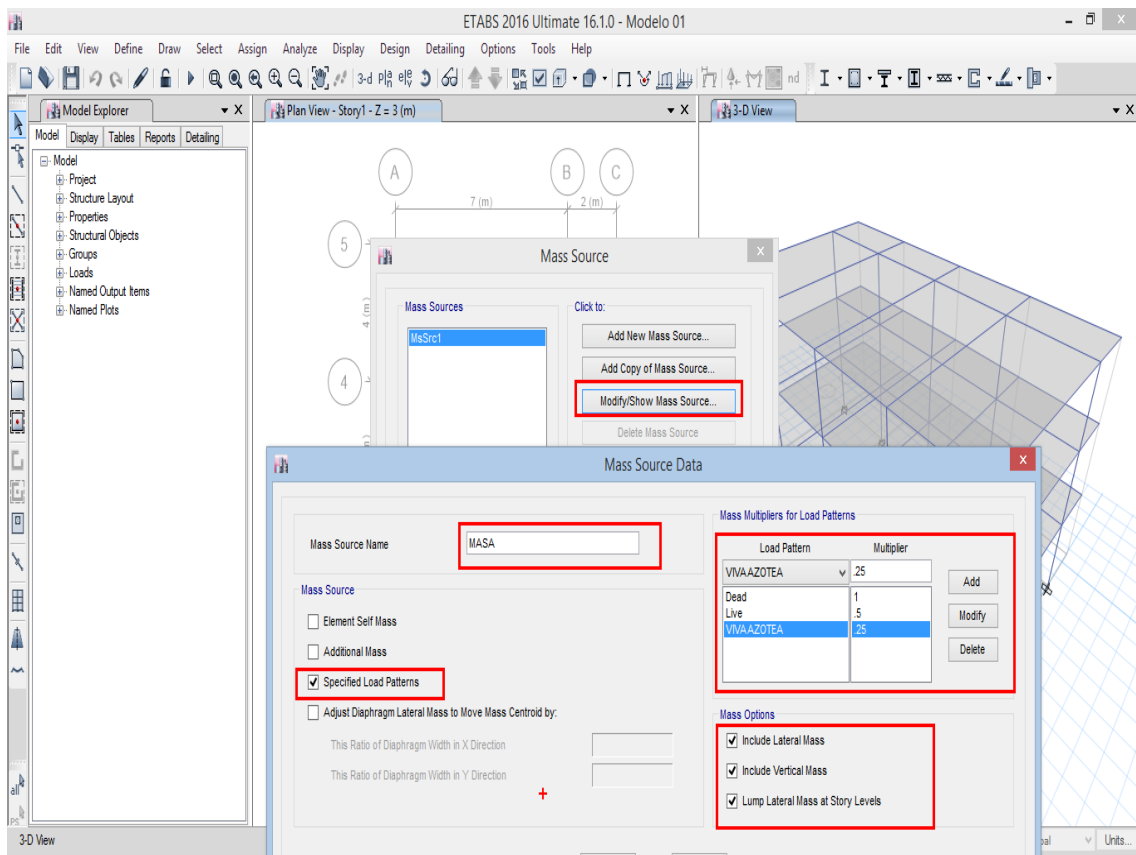
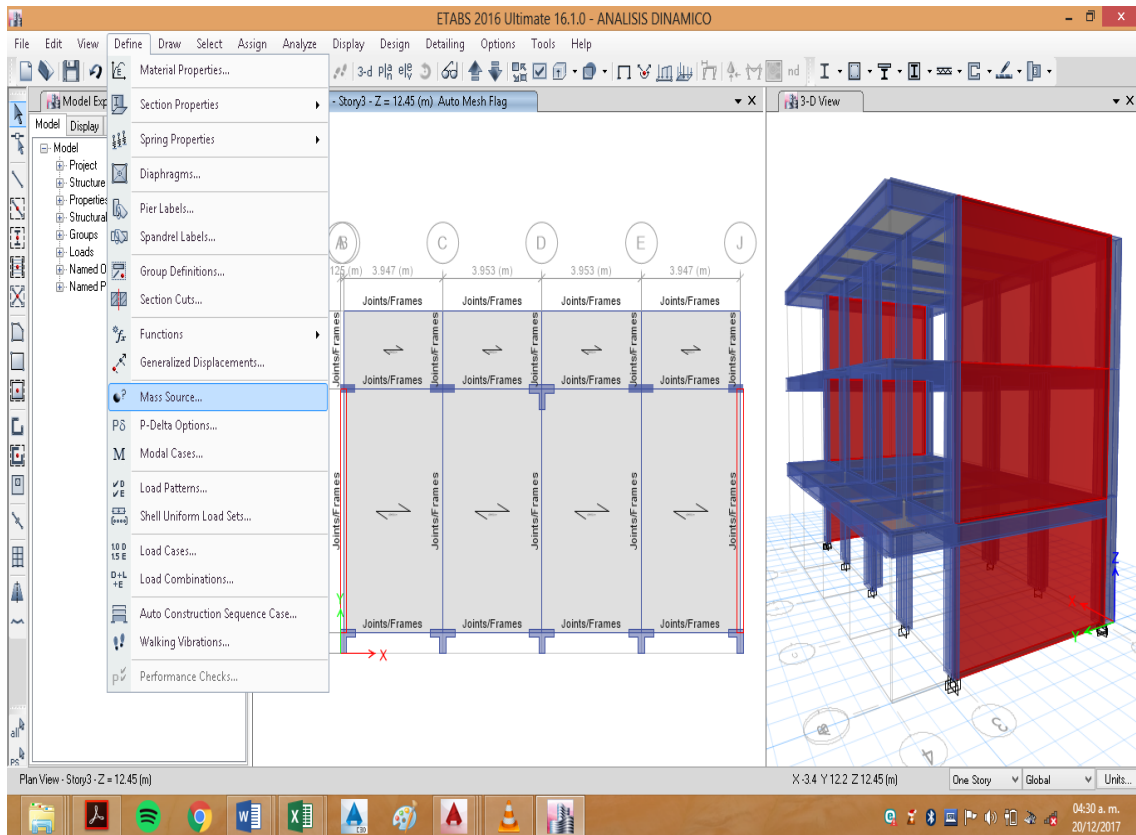
Encontramos la cortante en la base para análisis estático en dirección Y.

The screenshot shows the ETABS software interface. On the left, the 'Tables' menu is expanded to show 'Project Settings' > 'Auto Seismic - User Coefficients'. The main window displays the same 2D plan view of the frame structure. Below the plan view, a table titled 'Auto Seismic - User Coefficients' is displayed, showing the following data:

Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Usec tonf	Base Shear tonf
Seismic	Y + Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	techo	Base	0.375	1	491.8131	194.4299

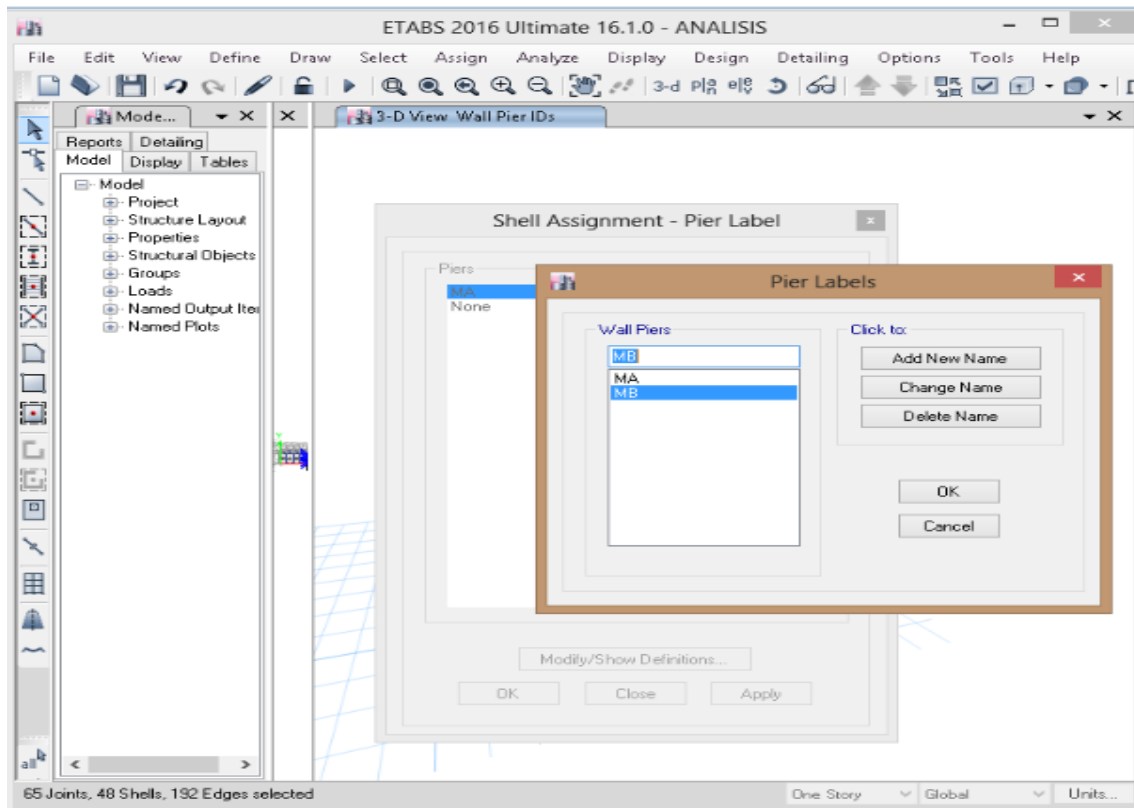
## 14. Análisis dinámico Modal Espectral

### 14.1. Definimos masa para una edificación de categoría A para un análisis dinámico.

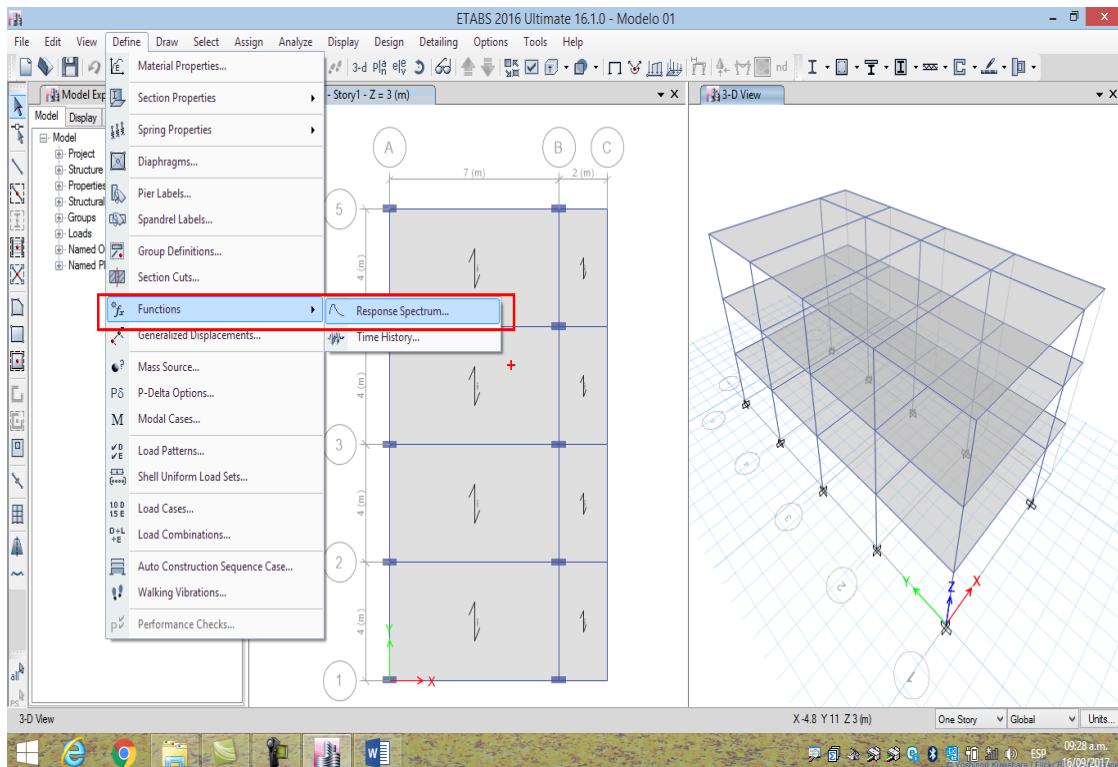


## 14.2. Asignamos pilar a los muros

Asignamos pilar a los muros para poder visualizar los momentos y los cortantes en los muros. Seleccionamos todos los muros luego ingresamos a **Assign/Shell/pier label...**

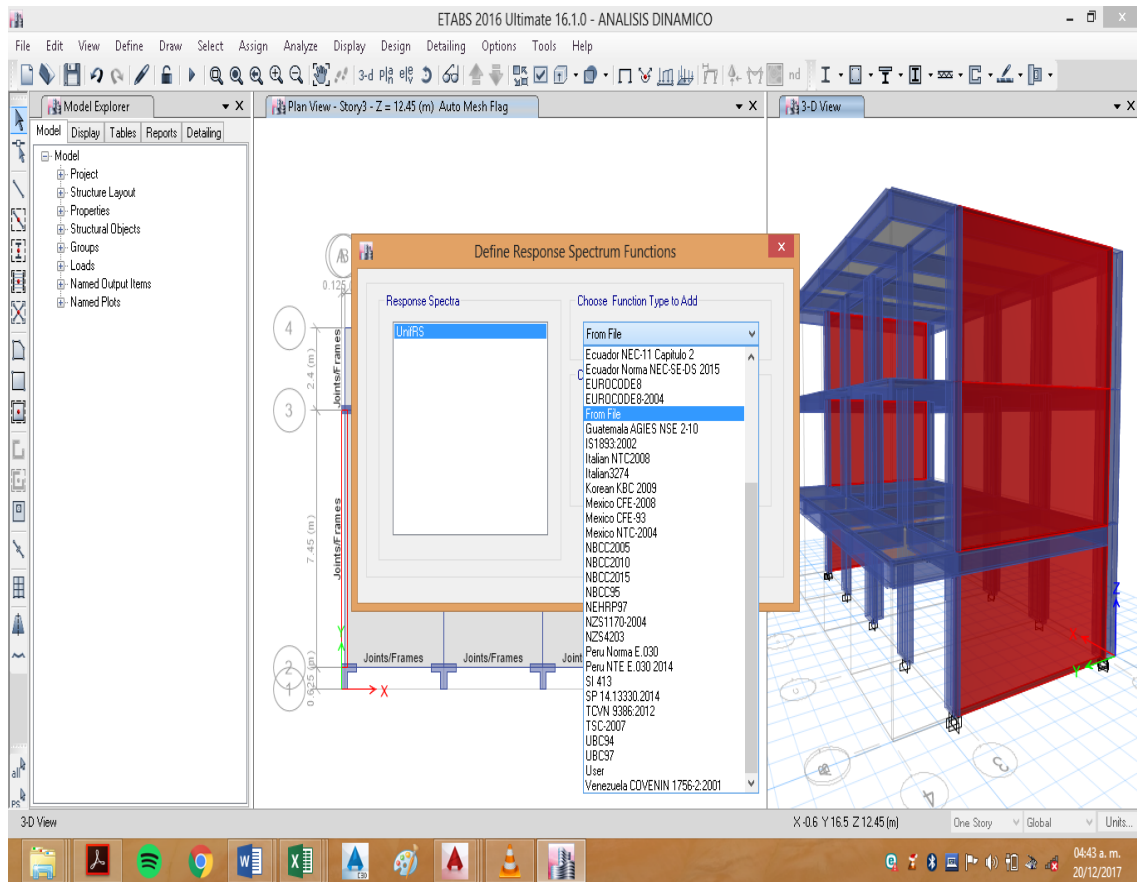


## 14.3. Determinación de la Fuerza Sísmica

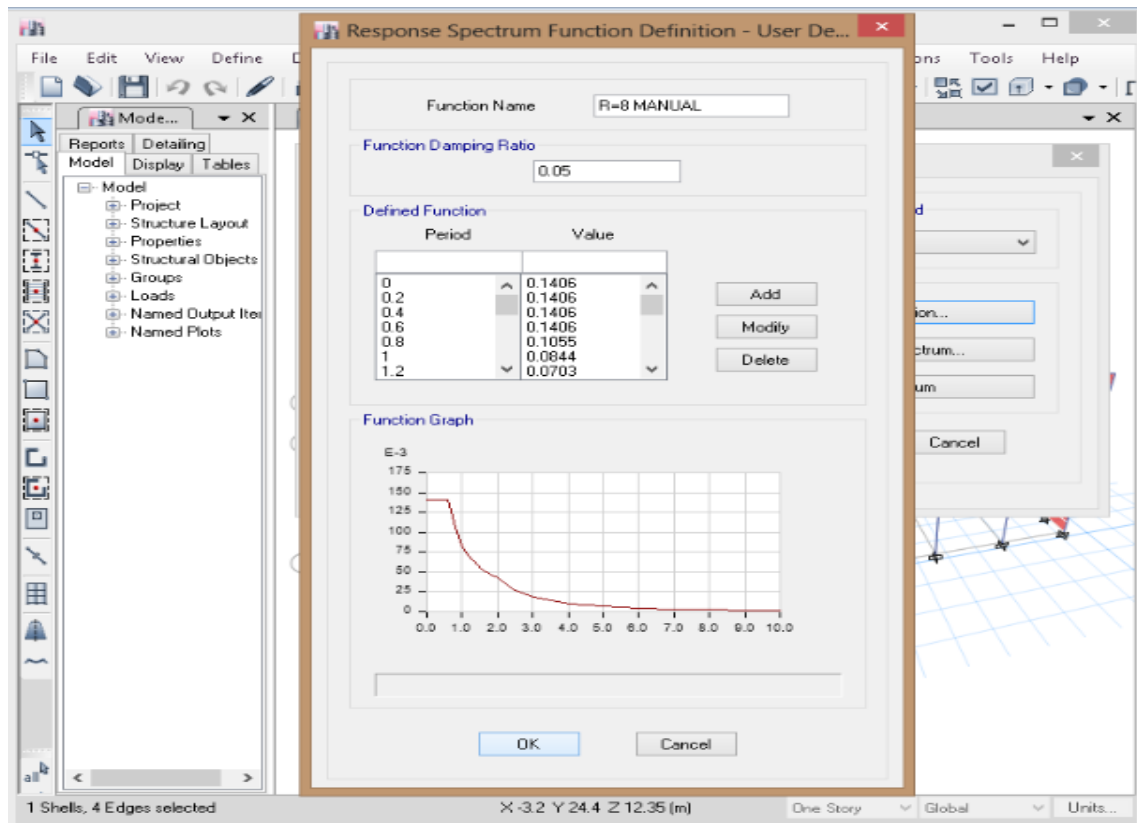




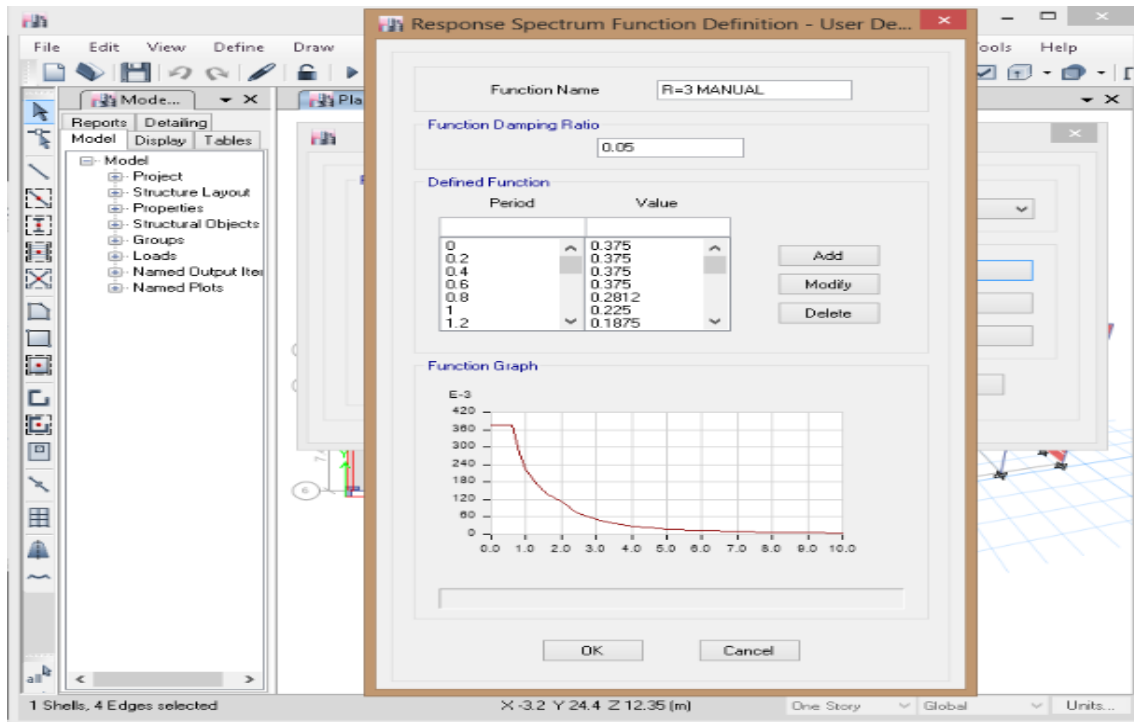
#### 14.4. Cargamos el archivo de un espectro de seudo aceleración.



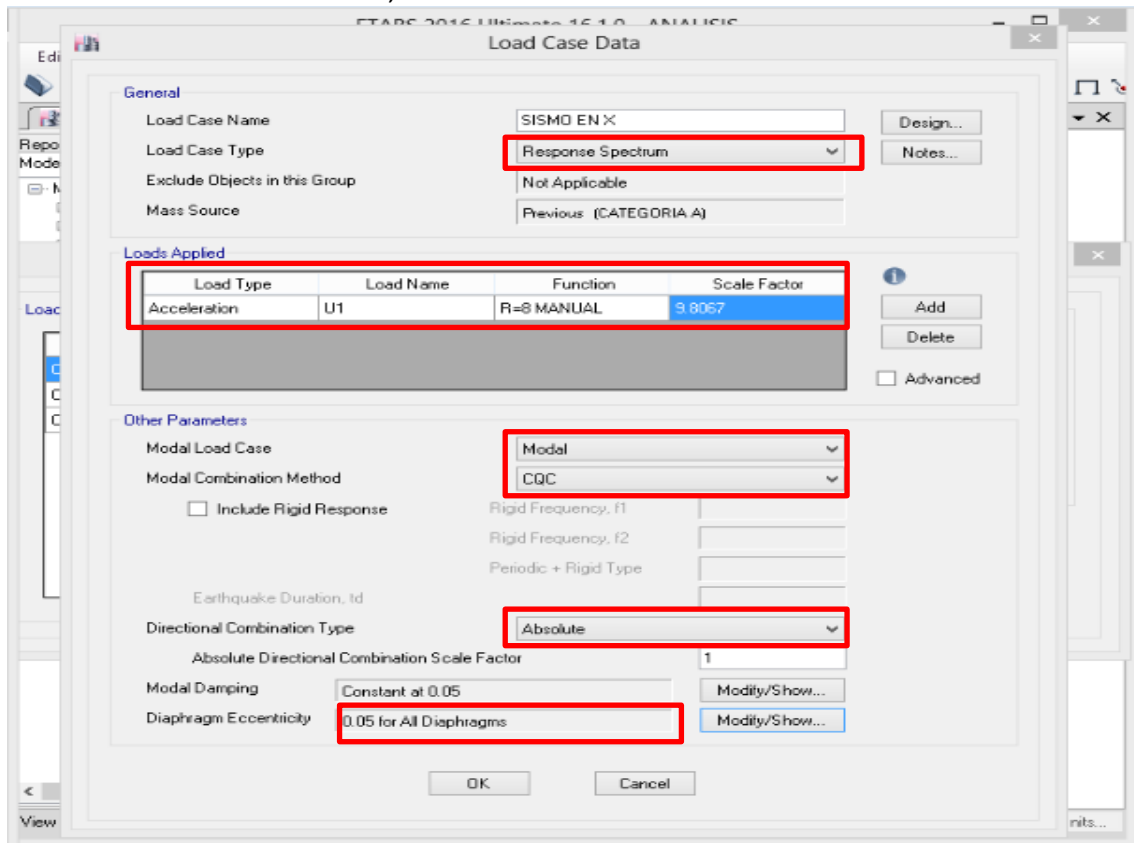
#### 14.5. El espectro de diseño en la dirección X tiene que estar en formato de texto txt.



14.6. El espectro de diseño en la dirección Y tiene que estar en formato de texto txt.

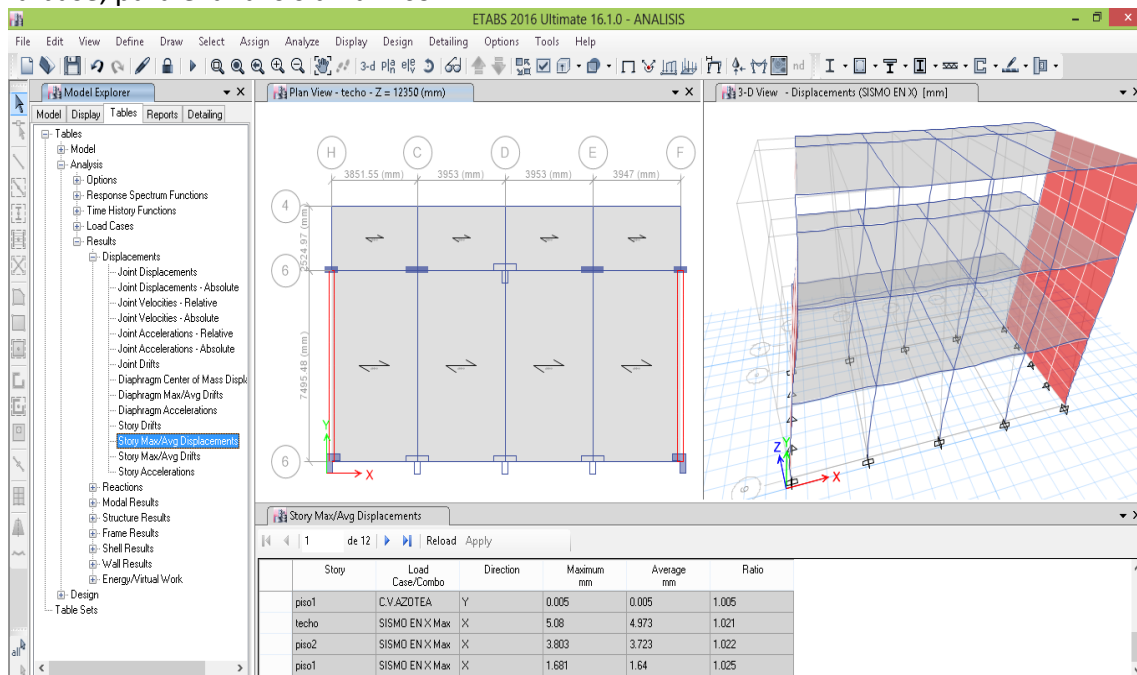


14.7. Luego entramos a define/load cases, agregamos el espectro de diseño en la dirección X, para luego digitar los siguientes valores: la respuesta de espectro, cargamos el espectro, verificamos el valor de la gravedad, forma modal, combinación CQC, dirección de análisis absoluta, excentricidad accidental de 0.05

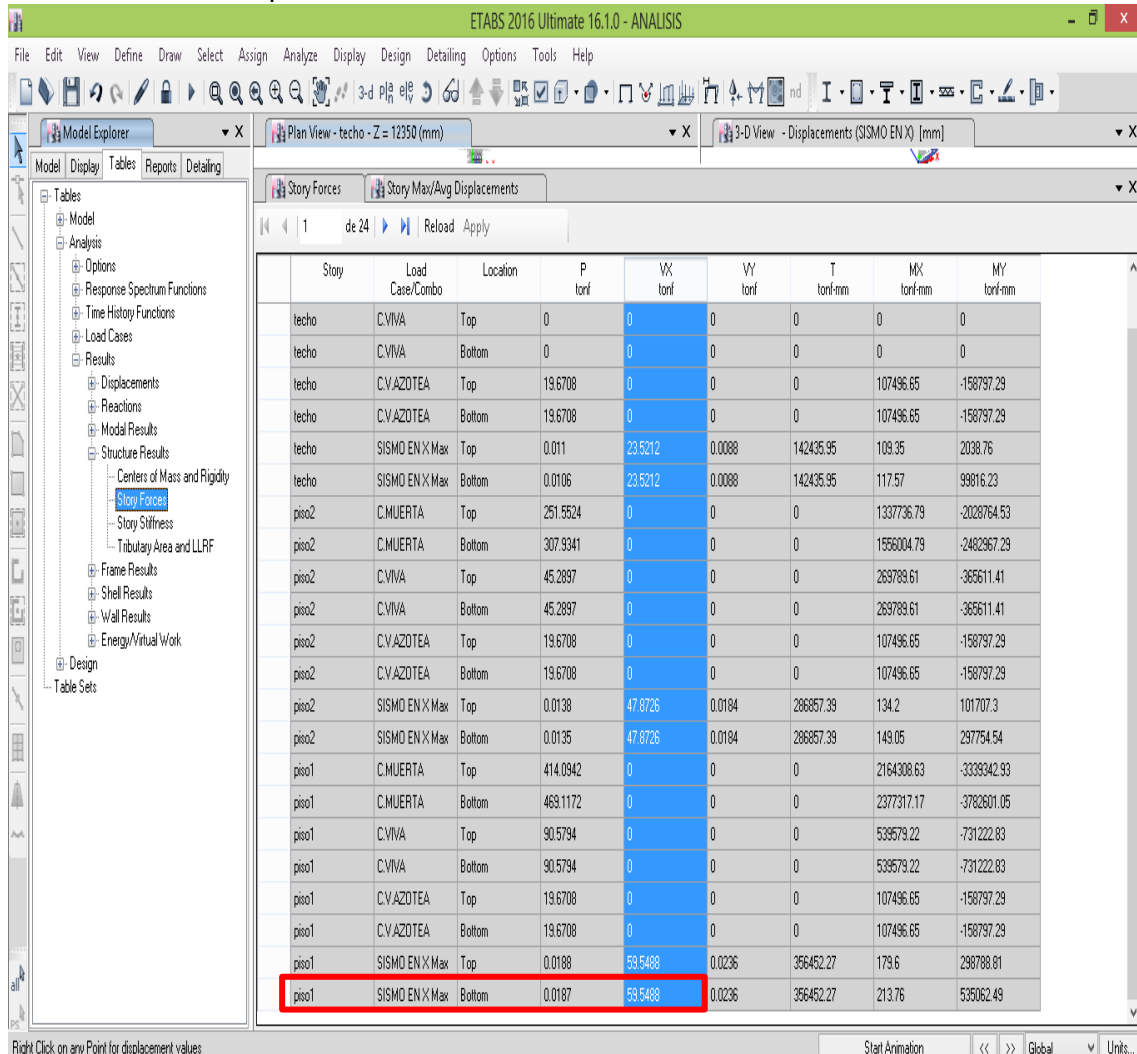




Corremos el diseño para obtener los desplazamientos en la dirección X y la cortante en la base, para el análisis dinámico.



Cortante en la base para dirección X del análisis dinámico.



**14.8.** Luego realizamos los mismos pasos que el paso 14.7. para el espectro en la dirección Y, con la diferencia que en la dirección Y se incorpora la fuerza vertical de 2/3, siendo fuerzas U2, U3 respectivamente, dando los siguientes resultados.

**Desplazamientos**

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
piso2	C.V.AZOTEA	Y	0.014	0.014	1.007
piso1	C.V.AZOTEA	Y	0.005	0.005	1.005
techo	SISMO EN Y Max	Y	5.019	4.808	1.044
piso2	SISMO EN Y Max	Y	3.494	3.344	1.045
piso1	SISMO EN Y Max	Y	1.57	1.5	1.046

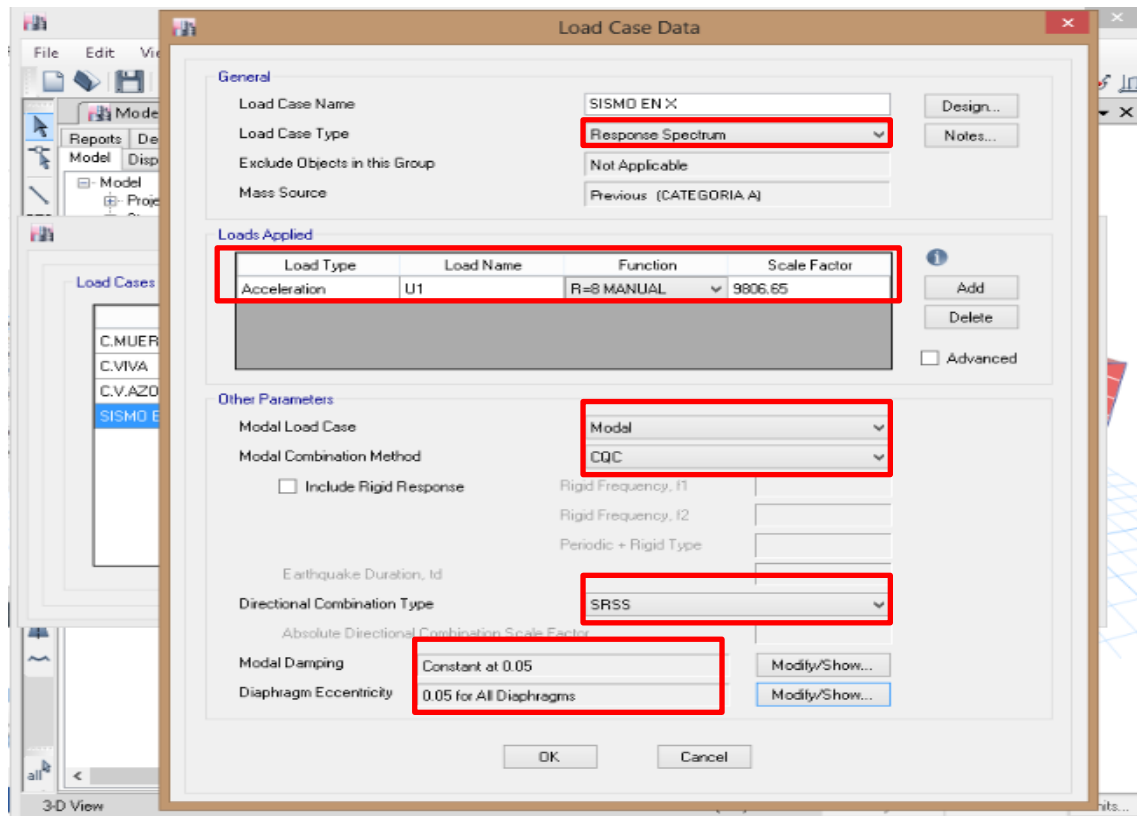
**Fuerza cortante en la base.**

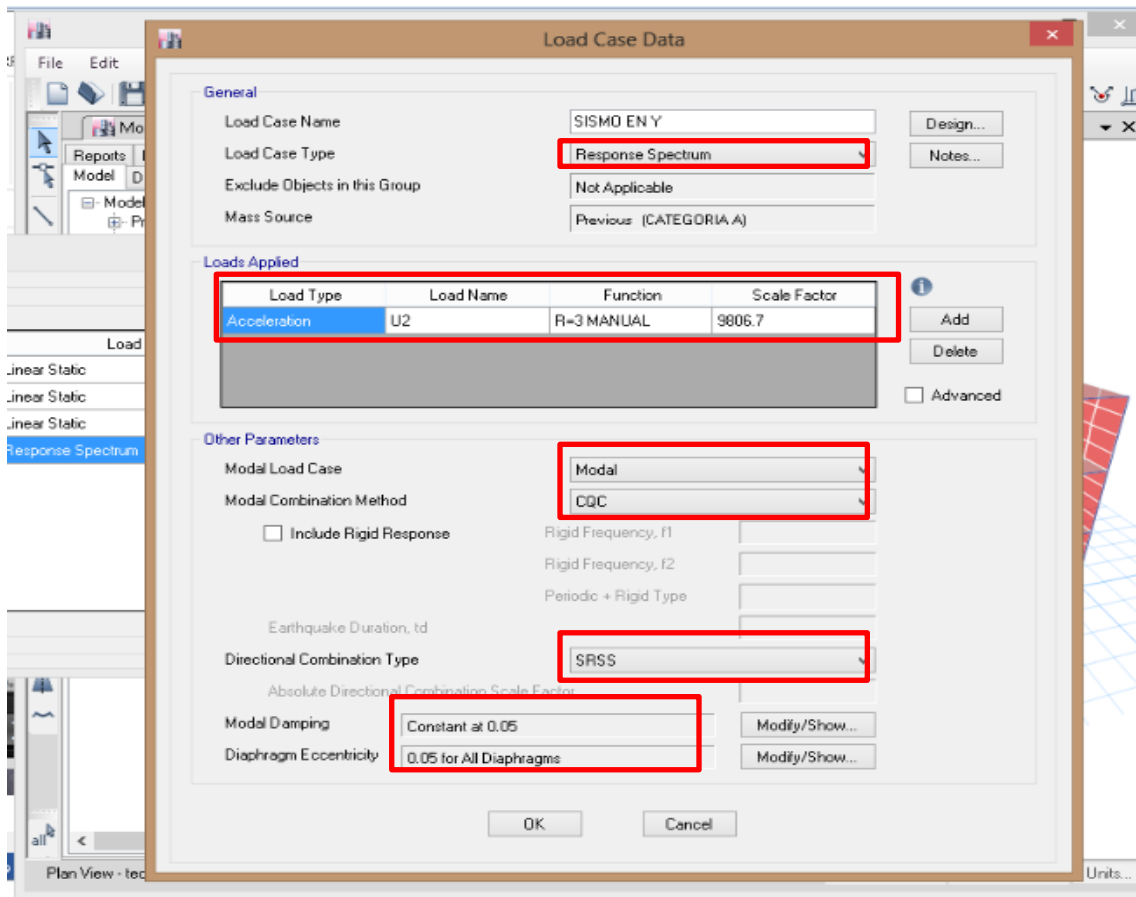
Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-mm	MX tonf-mm	MY tonf-mm
piso1	C.VIVA	Bottom	90.5794	0	0	0	539579.22	-731222.83
piso1	C.V.AZOTEA	Top	19.6708	0	0	0	107496.65	-158797.29
piso1	C.V.AZOTEA	Bottom	19.6708	0	0	0	107496.65	-158797.29
piso1	SISMO EN Y Max	Top	36.0707	0.0963	160.3913	1421205.99	1069109.04	292015.34
piso1	SISMO EN Y Max	Bottom	36.1747	0.0963	160.3913	1421205.99	1657493.01	292940.22

**14.9. Combinación de cargas para el análisis modal espectral.**

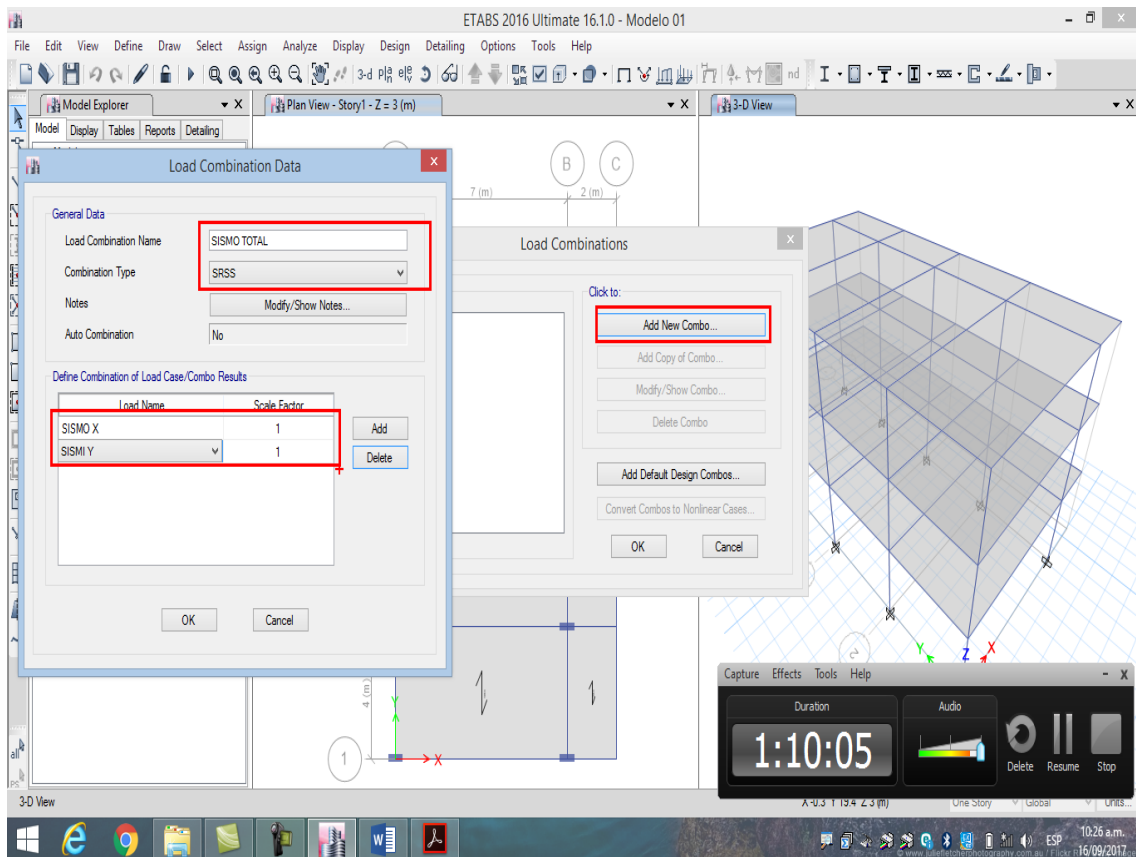
Seleccionamos en Define/Load combinatións

Antes de realizar la combinación modificar los espectros de diseño

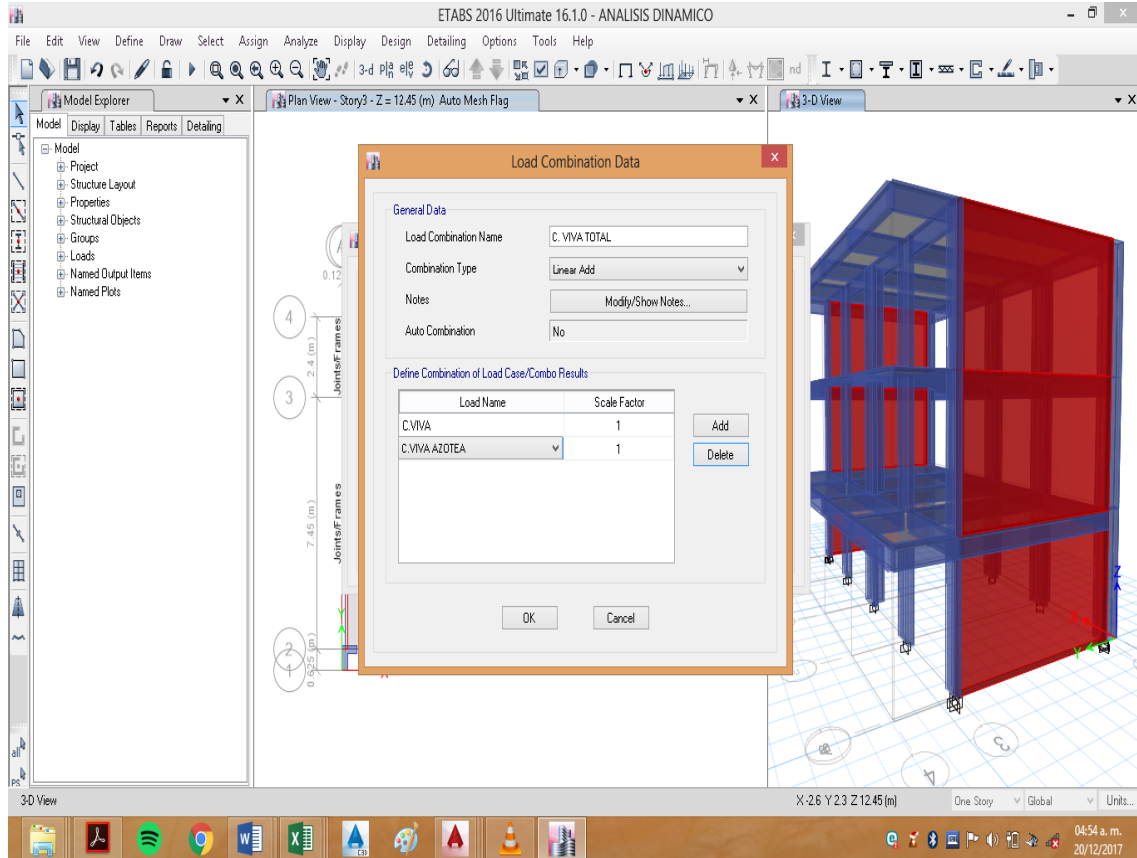




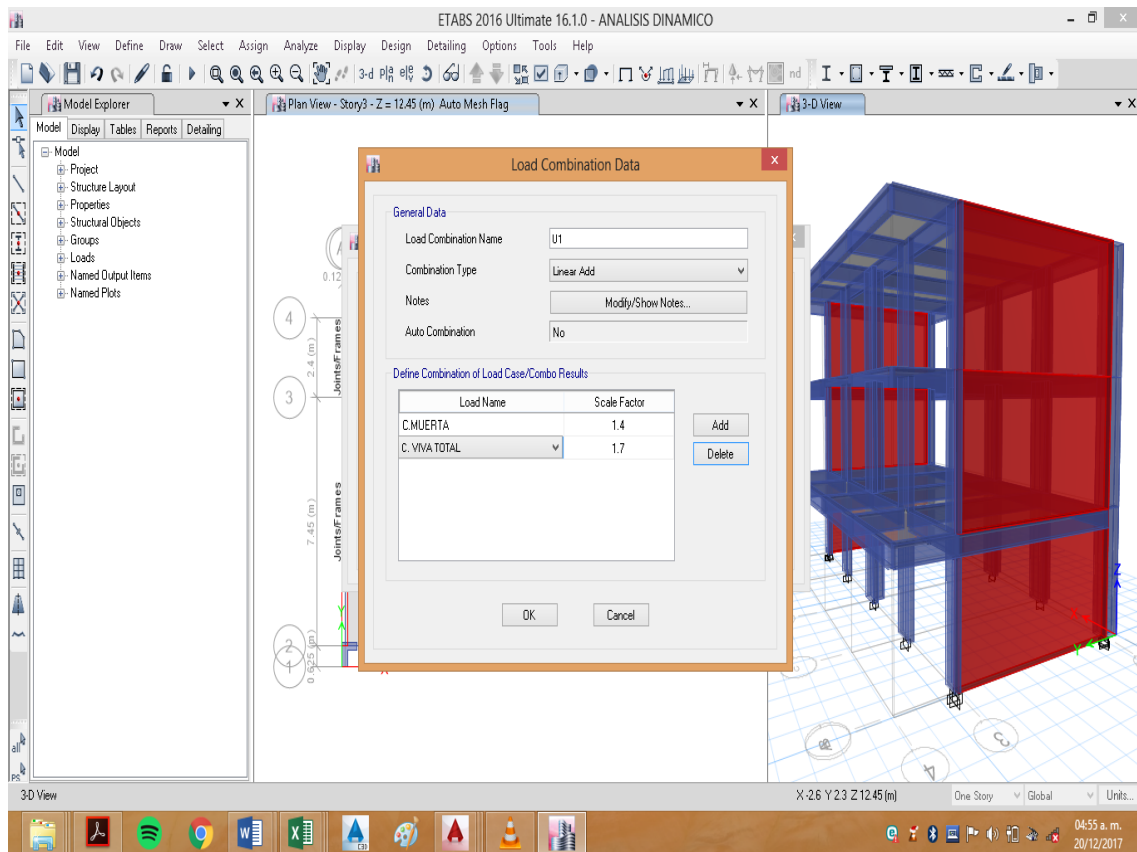
Primero realizamos la combinación para el **SISMO TOTAL**.



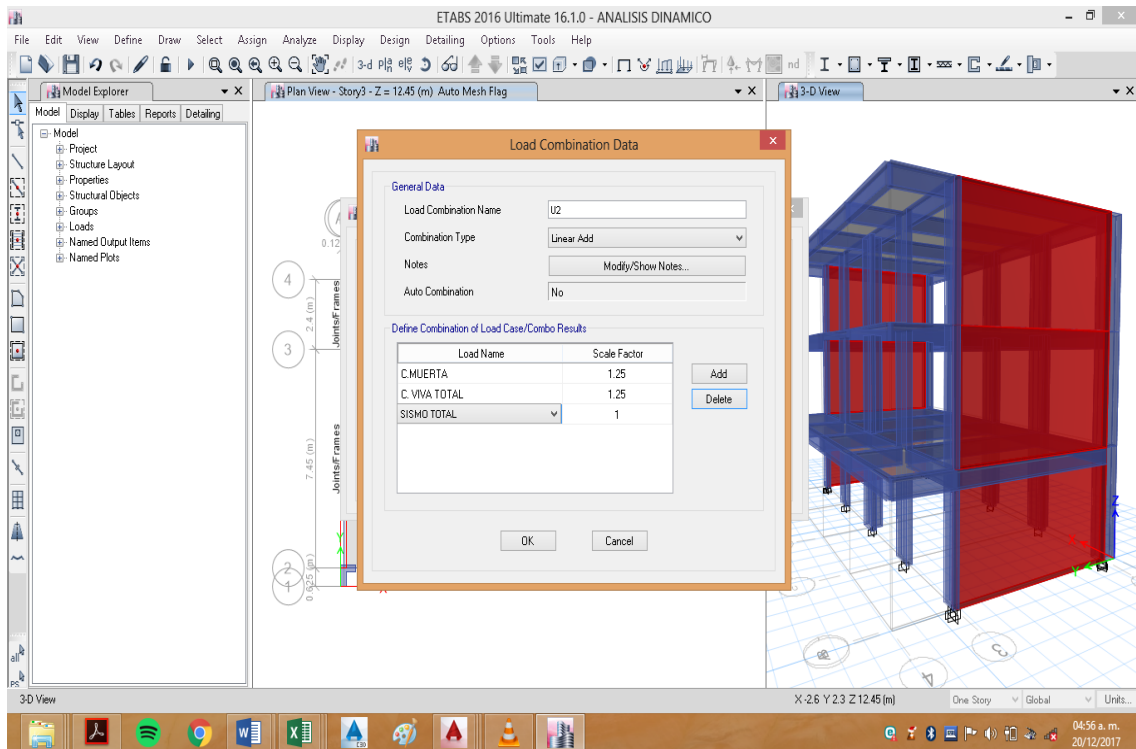
Luego asignamos carga VIVA TOTAL=VIVA + VIVA AZOTEA



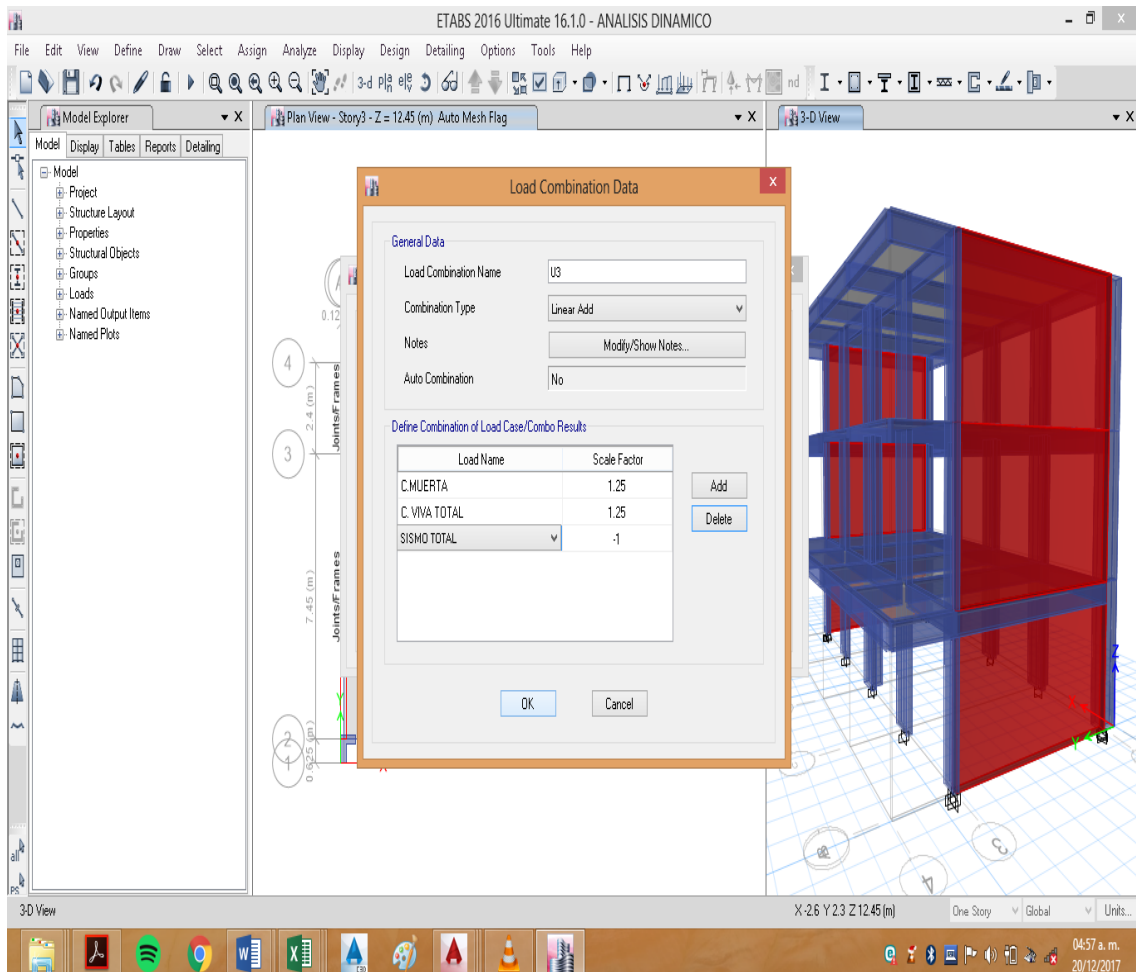
Realizamos la combinación U1= CM1.4+CV1.7



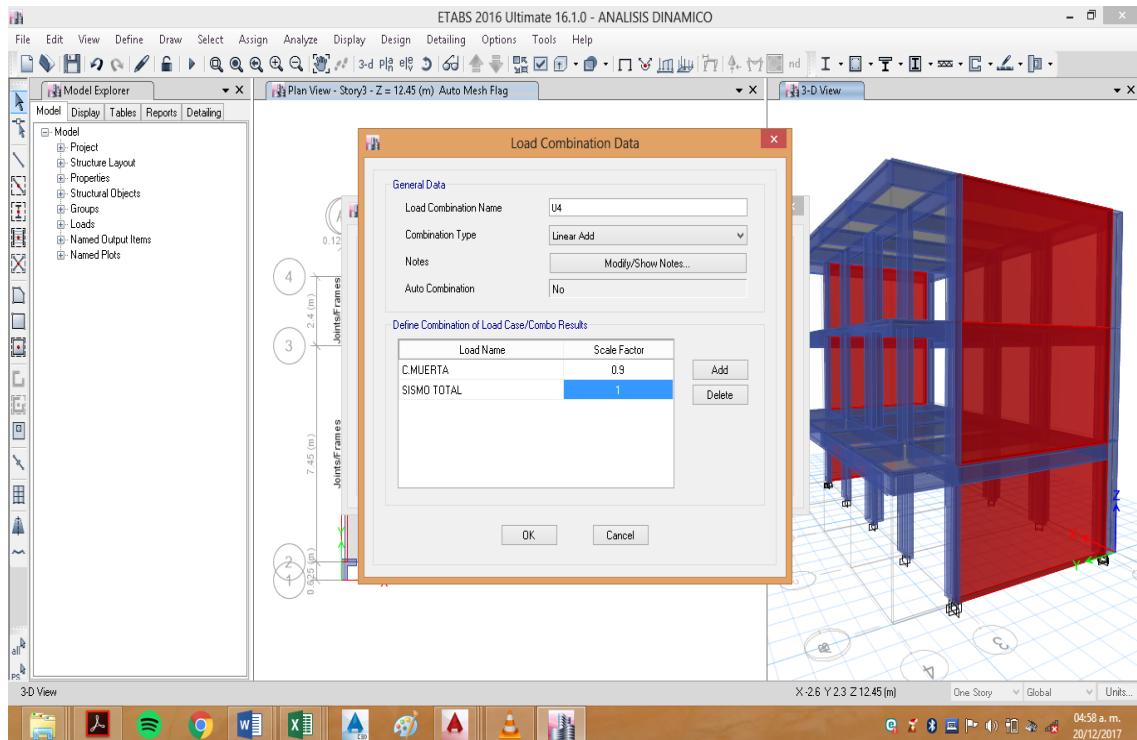
## Realizamos la combinación U2= 1.25 (CM+CV)+SISMO



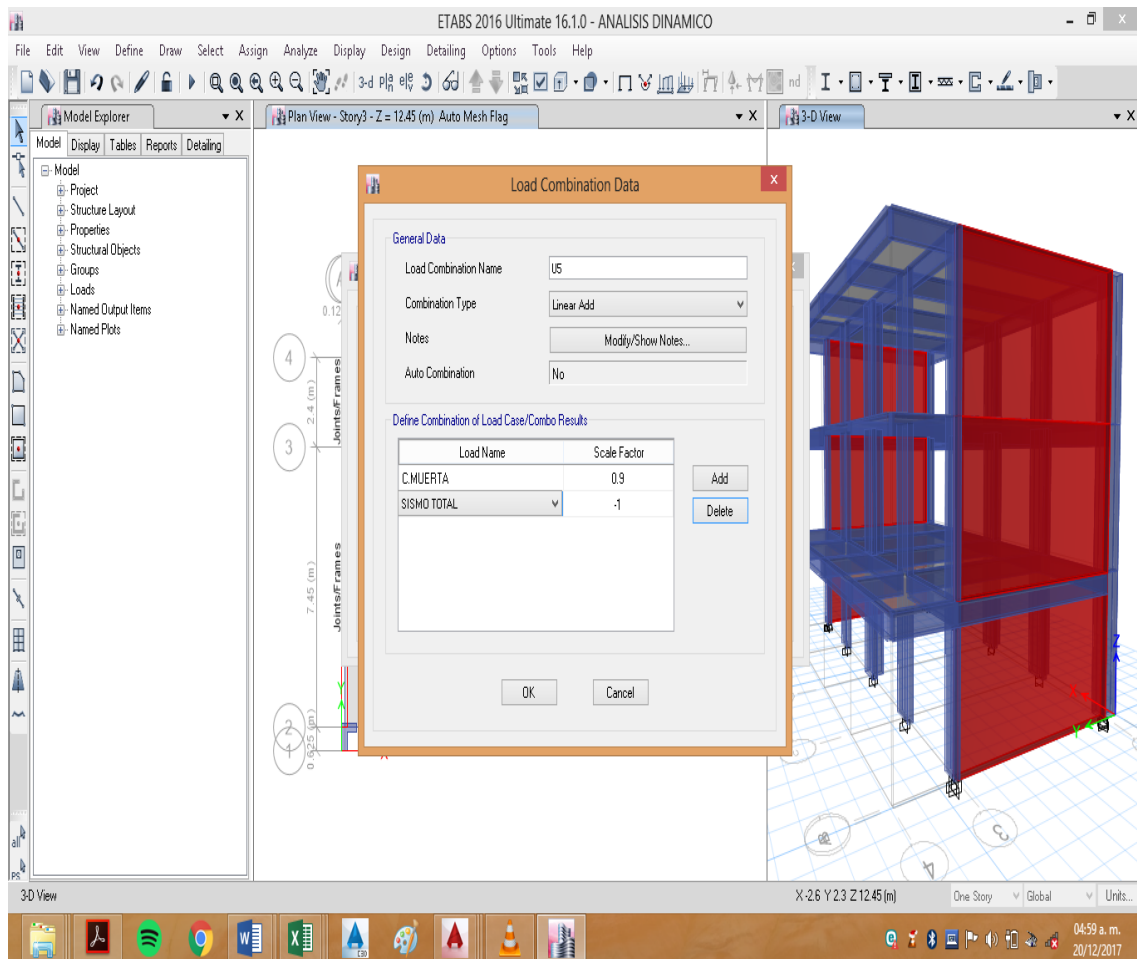
## Realizamos la combinación U3= 1.25 (CM+CV)-SISMO



## Realizamos la combinación U4= 0.9CM+SISMO

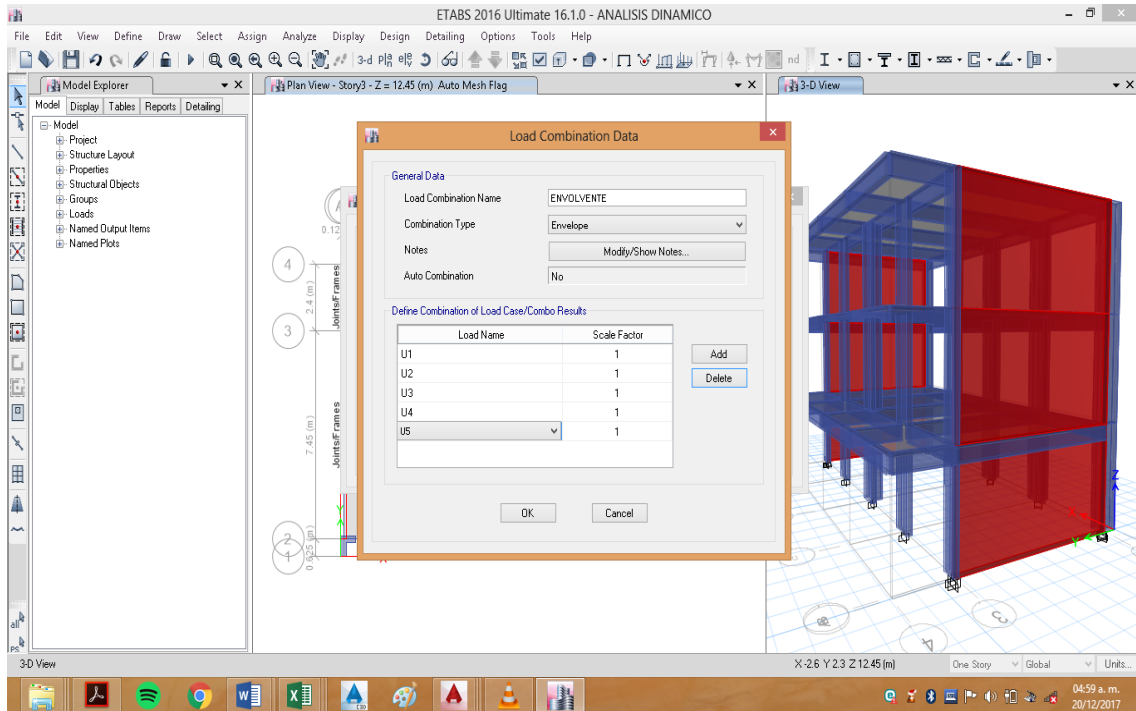


## Realizamos la combinación U4= 0.9CM-SISMO

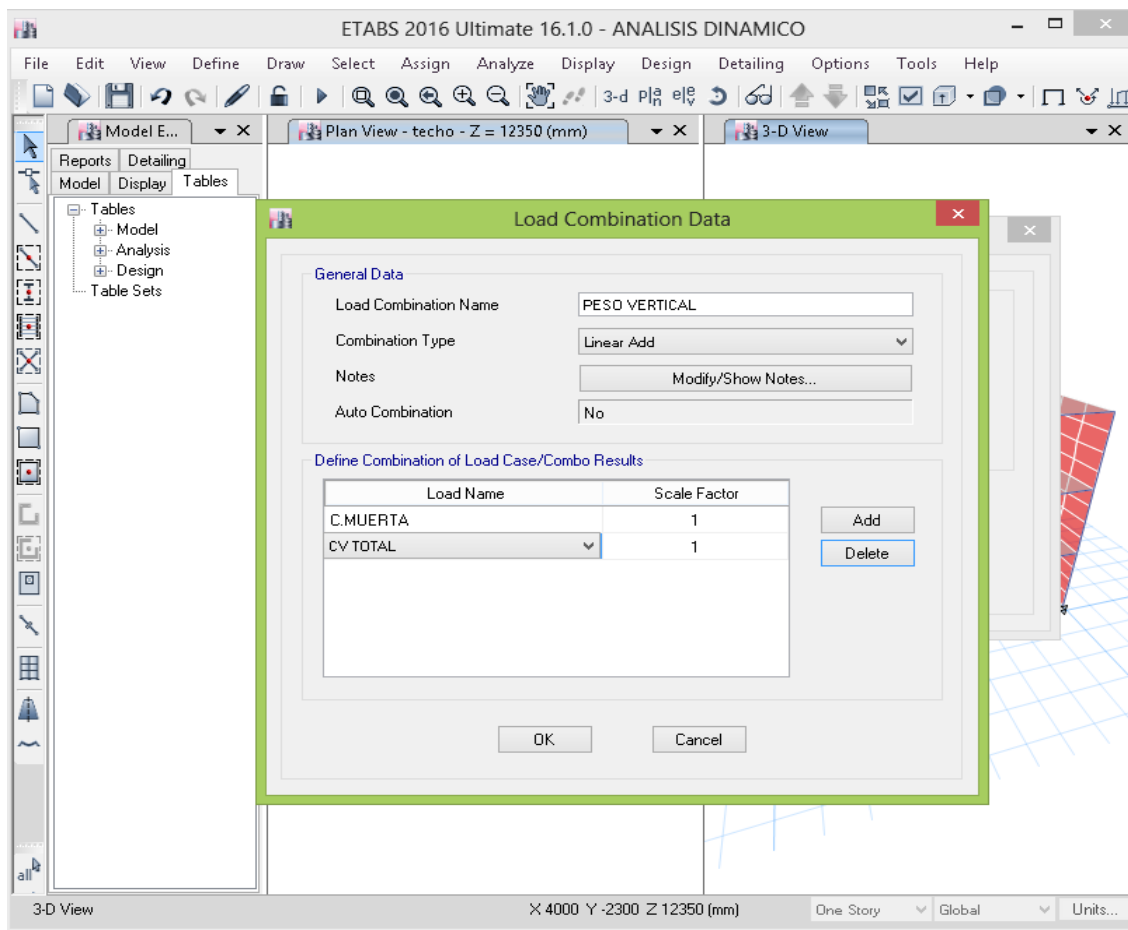




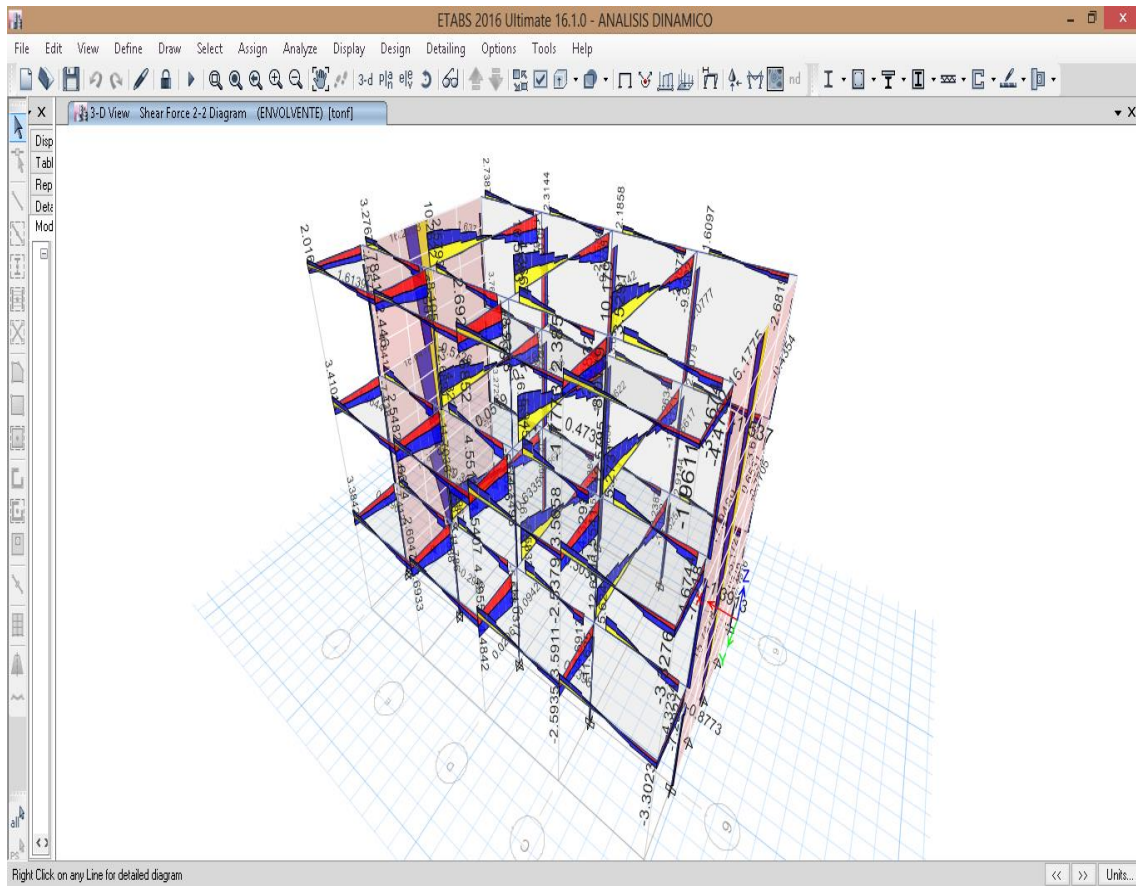
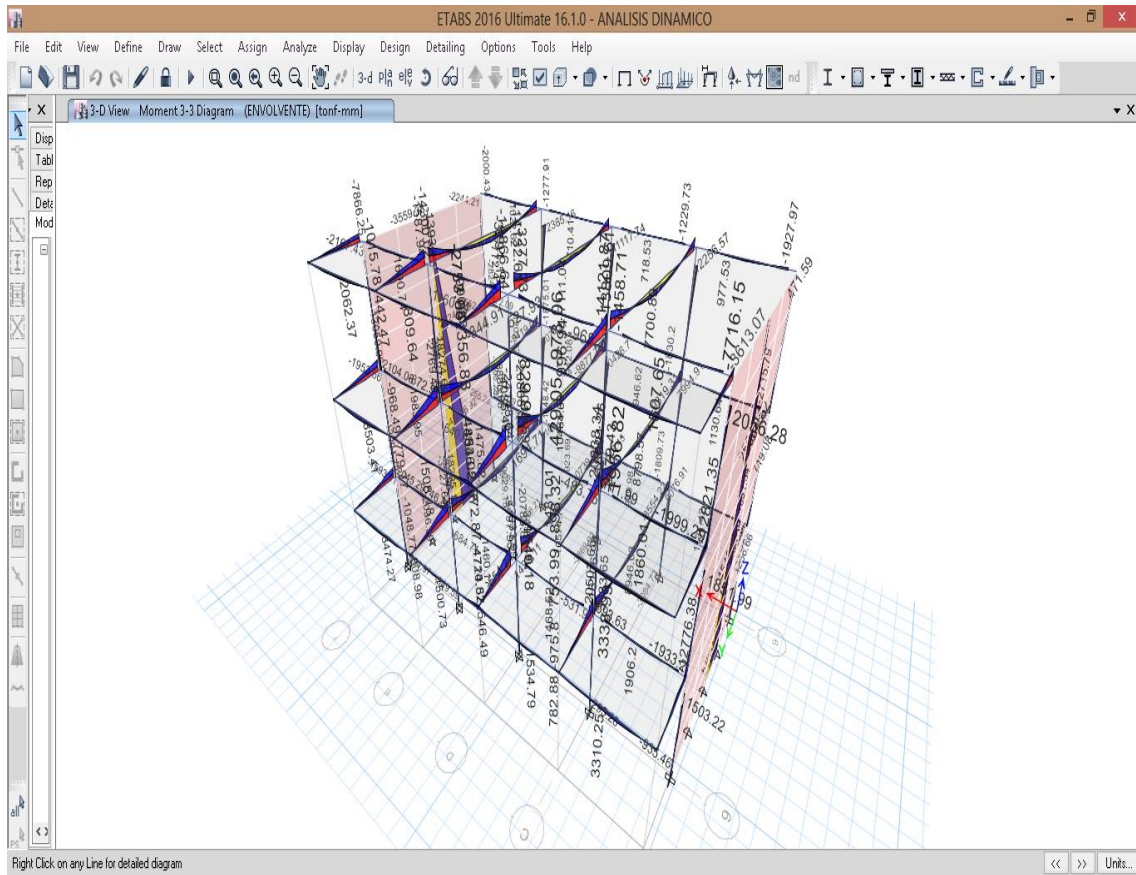
Realizamos la combinación ENVOLVENTE, que genere la combinación máxima para el análisis.



Realizamos la combinación de CARGA VERTICAL (Pm) para efectos del muro portante.



# Resultados de Momentos, cortantes y gas axiales





**ANEXO 02: Autorización escaneada del Director de la Institución Educativa Jaén de Bracamoros.**



**PERÚ**

Ministerio  
de Educación

Dirección Regional de Educación Cajamarca  
Unidad de Gestión Educativa Local Jaén  
**Colegio Nacional Emblemático**  
"Jaén de Bracamoros"



**CÓDIGO MODULAR N° 0262931**

*"Año del Buen Servicio al Ciudadano"*

EL DIRECTOR DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA EMBLEMÁTICO "JAÉN DE BRACAMOROS" DE LA PROVINCIA DE JAÉN

## **AUTORIZA**

Ref. : Carta N° 033 – 2017 – SJIC – UNC

Al señor **RAMOS DÍAZ JENNER KIMBEL**, identificado con DNI N°47066009, con código ARN: 2012870028, ex alumno de la escuela académico profesional de ingeniería civil de la UNC – sede Jaén, se **AUTORIZA** realizar mediciones necesarias en la Institución y brindarle una copia virtual del expediente técnico para que realice su tesis titulada: **"EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL BLOQUE A1 DE LA INTITUCIÓN EDUCATIVA JAEN DE BRACAMOROS"**, en las instalaciones de la institución educativa.

*Se expide la presente constancia a solicitud de la parte interesada.*

  
  
Mg. Wilmer Espinal Olivera  
DIRECTOR



<https://jaendebracamoros.jimdo.com/>



<https://www.facebook.com/bracamorino/?fref=ts>

[iejaendebracamoros@hotmail.com](mailto:iejaendebracamoros@hotmail.com)

**ANEXO 03: fotografías**

**Fotografía N°01: Vista del bloque A1 de la I.E. Jaén de Bracamoros.**



**Fotografía N°02: Junta de espaciamento entre edificios 7cm.**





**Fotografía N°03: Altura de parapetos en el pasadizo.**



**Fotografía N°04: Vista de las vigas en voladizo.**



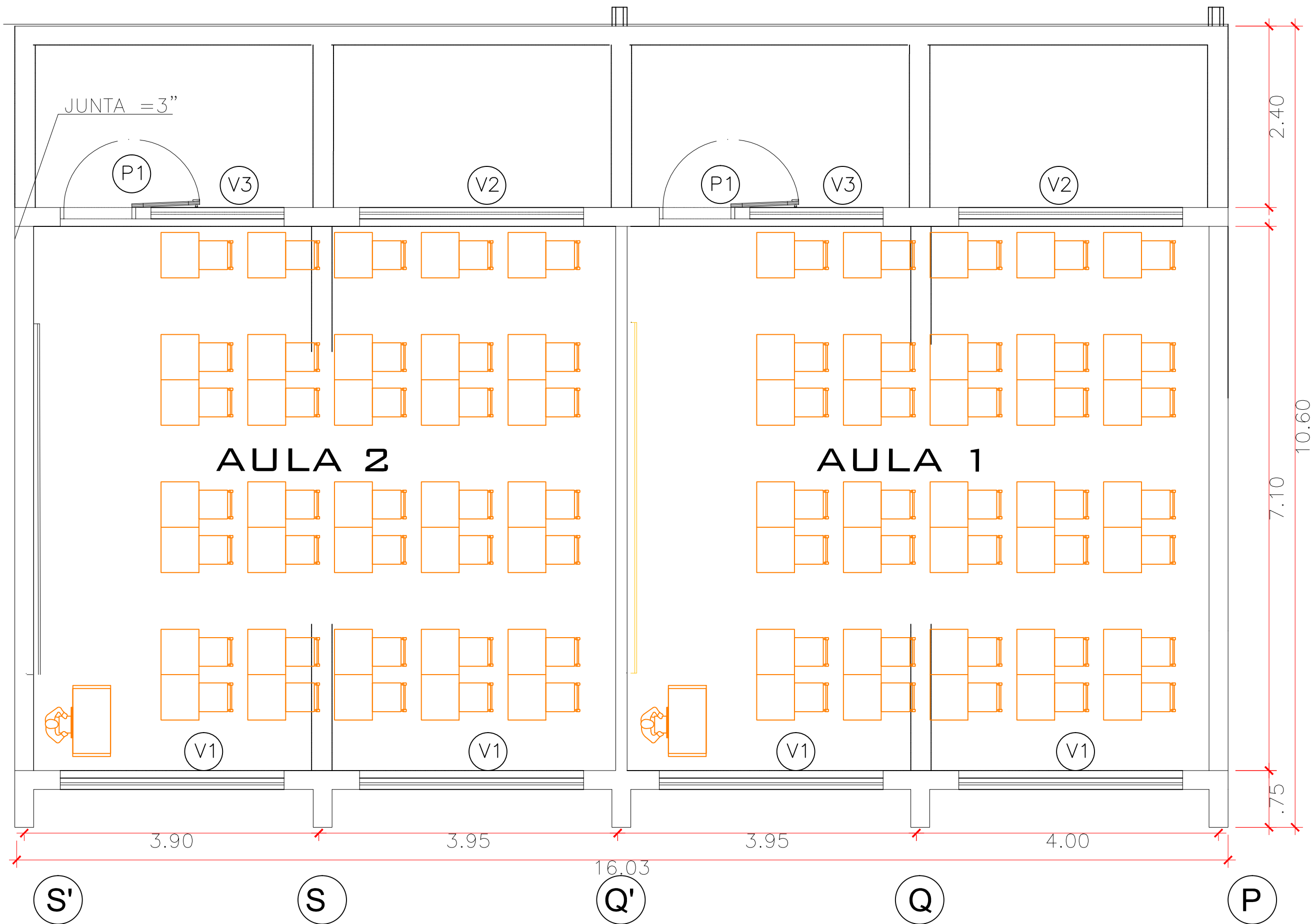
**ANEXO 04: Resumen Del Expediente Técnico Para La Construcción de la Institución Educativa Jaén De Bracamoros.**

**A. Estudio de Suelos**

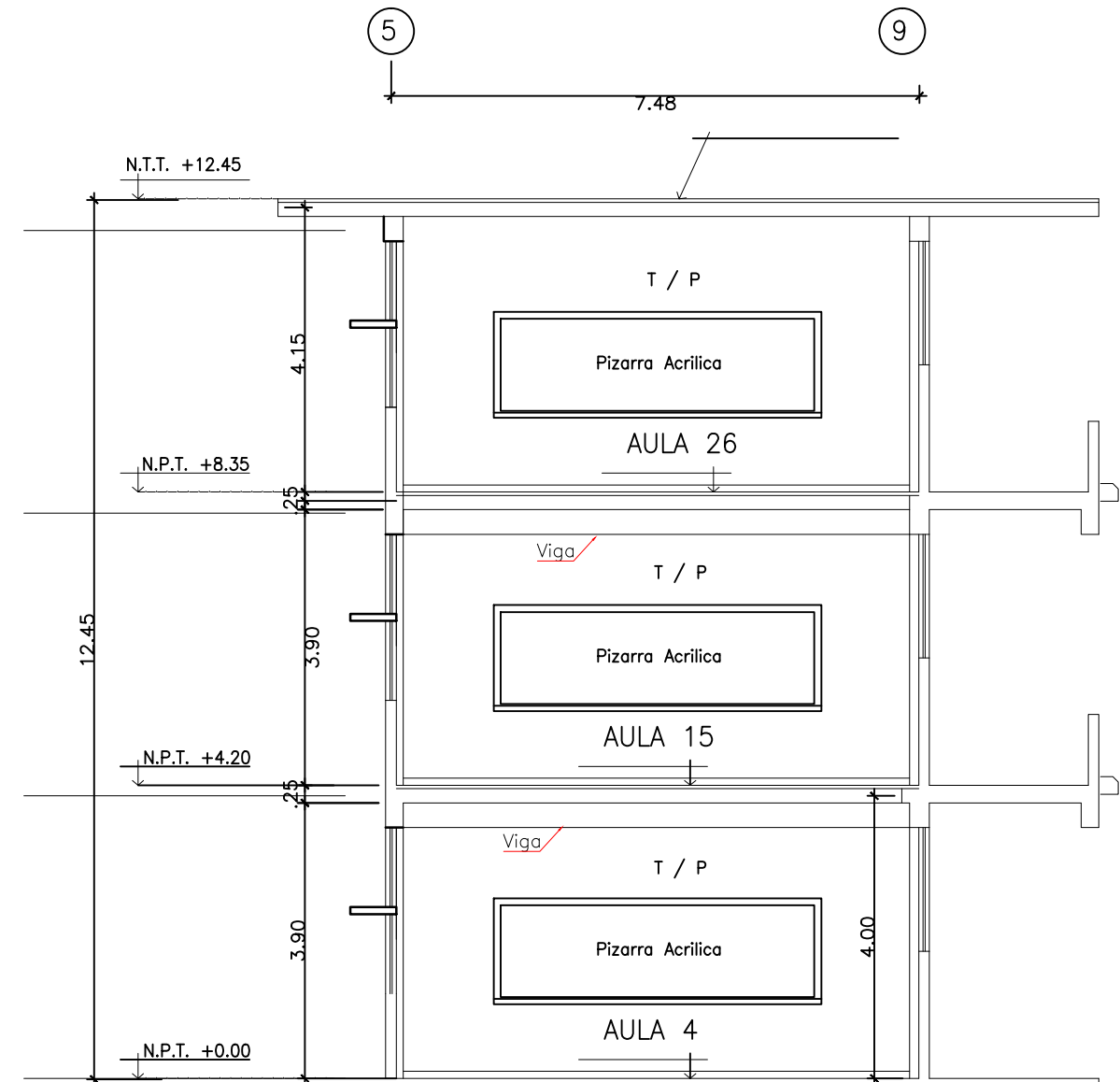
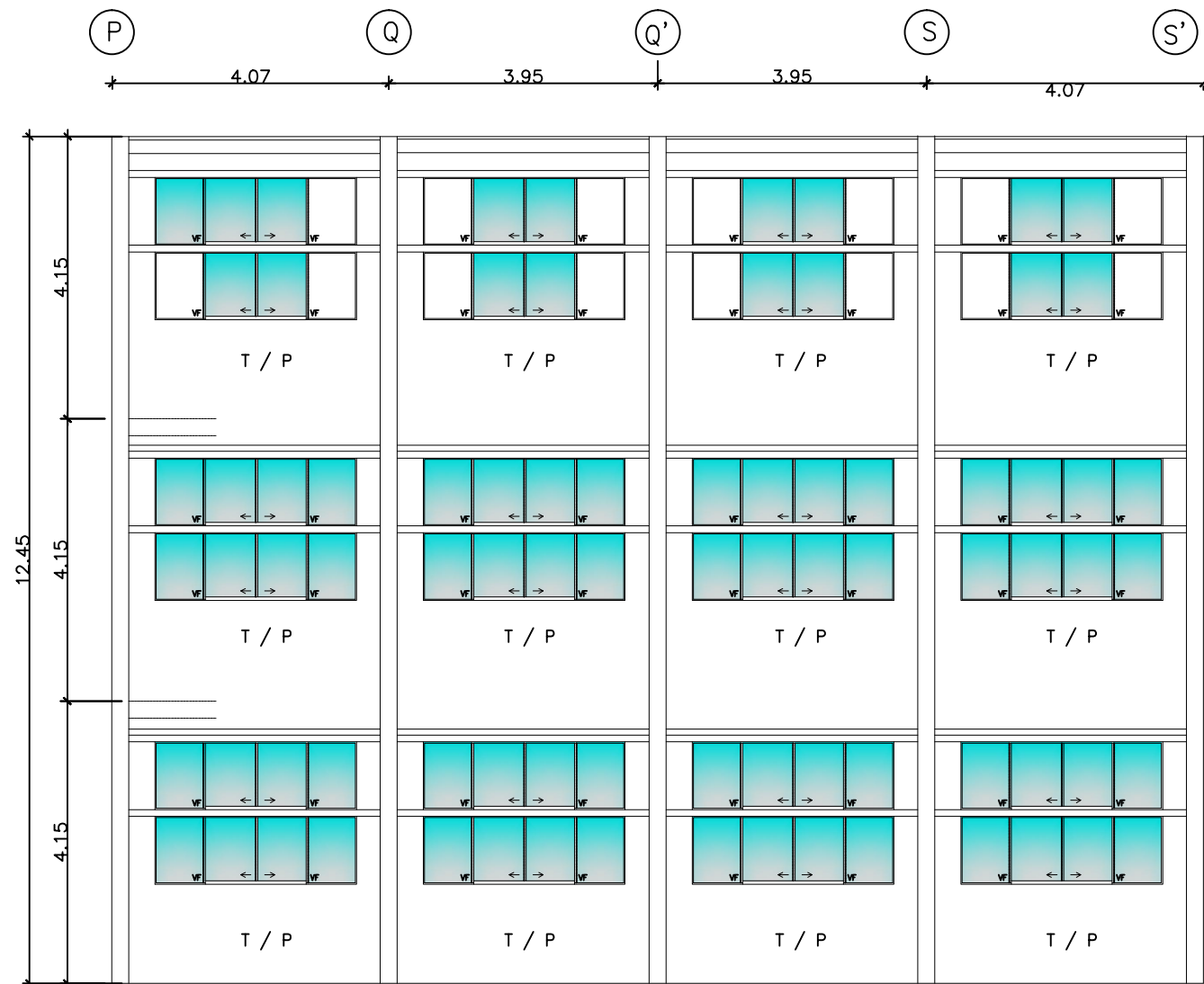
- Capacidad Portante Admisible ( $Q_{ad}$ ) = 1.20 kg/cm<sup>2</sup>
- Angulo de Fricción = 0.67
- Profundidad de Cimentación ( $H_z$ ) = 1.5m.
- Velocidad de propagación de ondas Vs entre 180 a 260 m/s
- No se encontró la presencia de sales en el suelo.
- Cemento Tipo I.
- Clasificación de suelos (calicata en Bloque A1).

Calicatas		C-4 Futura Azula 2		C-5 Futura aula 4	
Profundidad (m)		0.00 á -1.50	-1.50 á -3.00	0.00 á -1.10	-1.00 á -3.00
Granulometria	% Retenido en tamiz N° 04	37.0	13.5	36.2	0.00
	% que pasa en tamiz N° 200	22.2	29.6	23.0	69.4
Límites de Atterberg	L.L.	30	25	30	55
	L.P.	19	17	17	25
	I.P.	11	8	13	30
Clasificación de suelos SUCS	Símbolo de Grupo	SC	SC	SC	CH
	Nombre de Grupo	Arena arcillosa con grava, color marrón en estado semi compacto	Arena arcillosa color marrón en estado semi compacto	Arena arcillosa con grava color marrón en estado semi compacto	Arcilla arenosa de alta plasticidad, color marrón oscuro en estado blanda
Contenido de Humedad (%)		10.5	7.3	9.5	15.0
Ubicación del Nivel Freático		No se encontró		No se encontró	

## **B. Planos de Arquitectónicos y Estructurales**



<b>PROYECTO: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL BLOQUE A1 DE LA "I.E. EMBLEMÁTICA JAÉN DE BRACAMOROS", PROVINCIA DE JAÉN-CAJAMARCA</b>	
PLANO: ARQUITECTURA - PISO 1, 2 y 3	<b>LAMINA:</b>  <b>A-01</b>
BACHILLER: RAMOS DÍAZ JENNER KIMBEL	
ACESOR: M.Cs.ING. MAURO AUGUSTO CENTURION VARGAS	
UBICACION: JR. RAYMONDI N° 551 - PUEBLO NUEVO - JAÉN - CAJAMARCA	
ESCALA: 1/50	
FECHA: MARZO-2017	



PROYECTO: **EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL BLOQUE A1 DE LA "I.E. EMBLEMÁTICA JAÉN DE BRACAMOROS", PROVINCIA DE JAÉN-CAJAMARCA**

PLANO: CORTE Y ELEVACION - PISO 1, 2 y 3

BACHILLER: RAMOS DÍAZ JENNER KIMBEL

ACESOR: M.Cs.ING. MAURO AUGUSTO CENTURION VARGAS

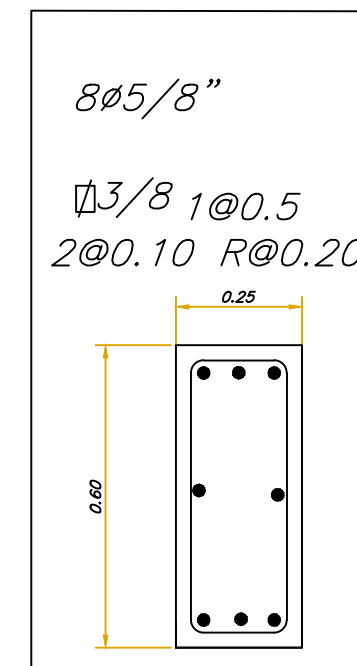
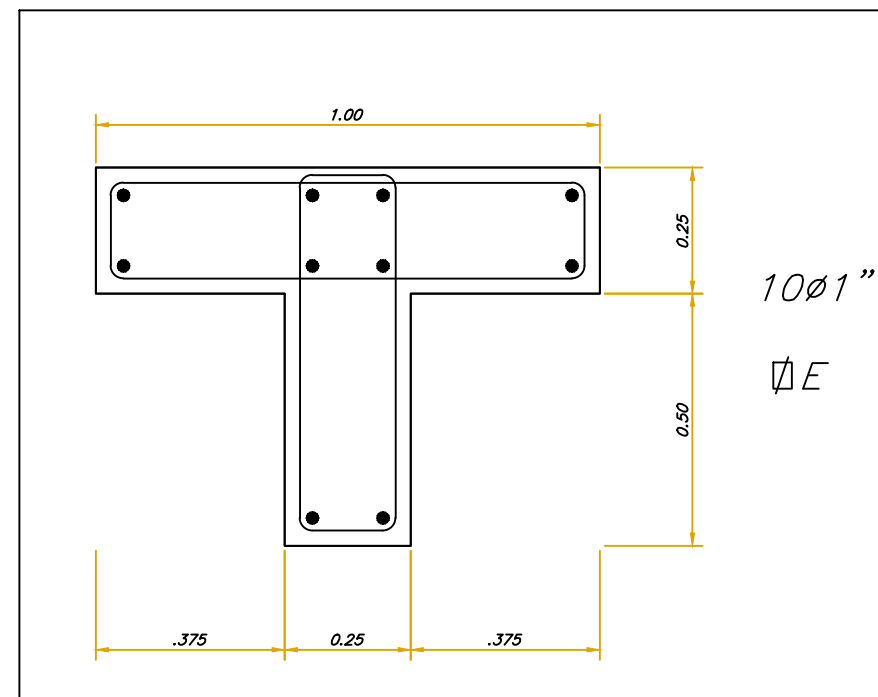
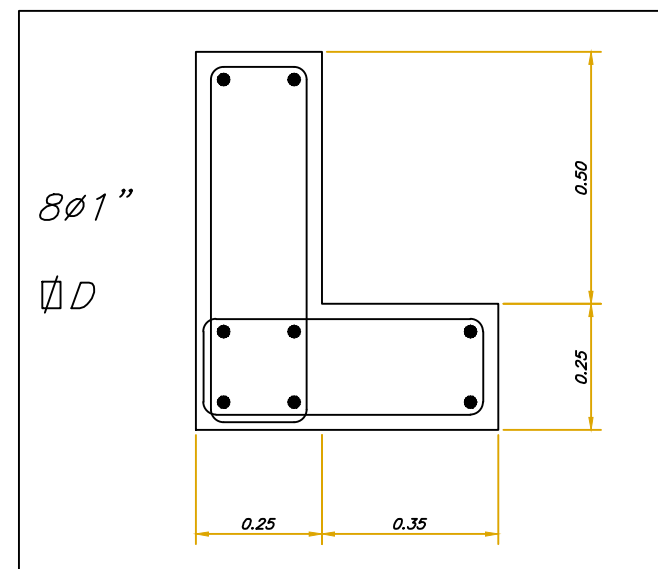
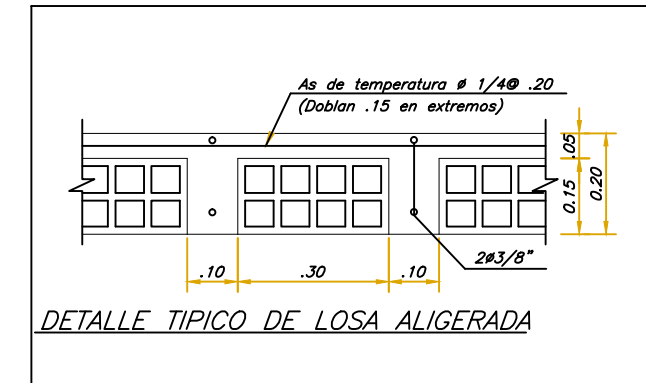
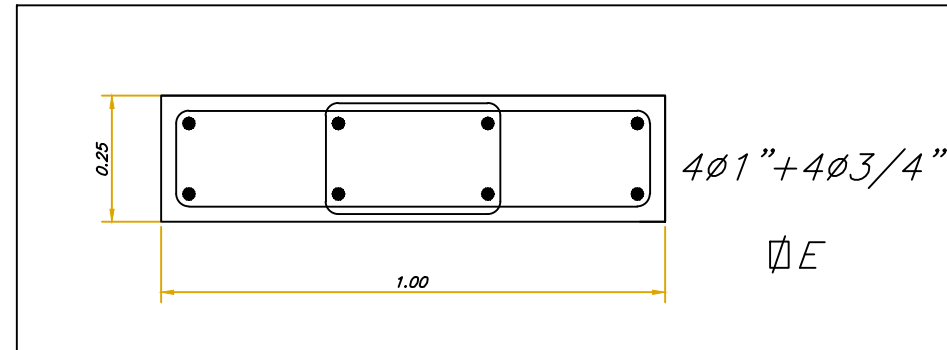
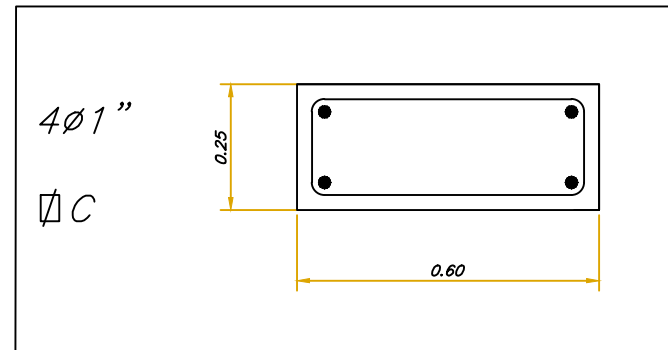
UBICACION:  
JR. RAYMONDI N° 551 - PUEBLO NUEVO - JAÉN - CAJAMARCA

ESCALA: 1/100

FECHA: MARZO-2017

LAMINA:

**A-02**



CUADRO DE ESTRIBOS	
TIPO	ESPACIAMIENTO
Ø C	Ø3/8" 1@0.05, 6@0.10 C/EXTR., R@0.25
Ø D	Ø3/8" 1@0.05, 8@0.10 C/EXTR., R@0.25
Ø E	Ø3/8" 1@0.05, 10@0.10 C/EXTR., R@0.25

PROYECTO: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL BLOQUE A1 DE LA "I.E. EMBLEMÁTICA JAÉN DE BRACAMOROS", PROVINCIA DE JAÉN-CAJAMARCA

PLANO: DETALLE DE ACERO

BACHILLER: RAMOS DÍAZ JENNER KIMBEL

ACESOR: M.Cs.ING. MAURO AUGUSTO CENTURION VARGAS

UBICACION:  
JR. RAYMONDI N° 551 - PUEBLO NUEVO - JAÉN - CAJAMARCA

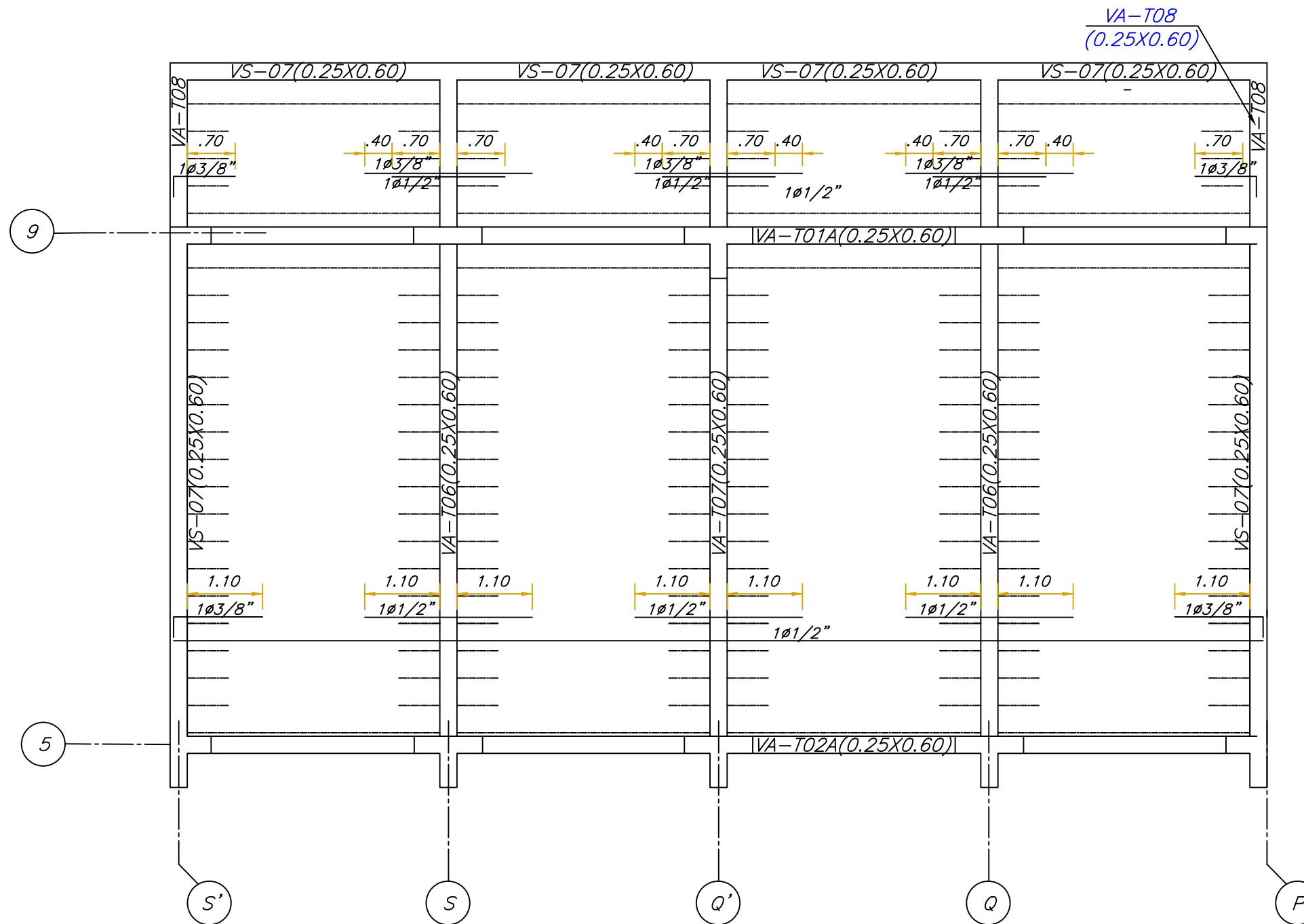
ESCALA: 1/15

FECHA: MARZO-2017

LAMINA:

**E-02**





PROYECTO: **EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL BLOQUE A1 DE LA "I.E. EMBLEMÁTICA JAÉN DE BRACAMOROS", PROVINCIA DE JAÉN-CAJAMARCA**

PLANO: ACERO EN LOSA - PISO 1, 2 y 3

BACHILLER: RAMOS DÍAZ JENNER KIMBEL

ACESOR: M.Cs.ING. MAURO AUGUSTO CENTURION VARGAS

UBICACION:  
JR. RAYMONDI N° 551 - PUEBLO NUEVO - JAÉN - CAJAMARCA

ESCALA: 1/75

FECHA: MARZO-2017

LAMINA:

**E-01**