



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

## FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“Análisis sísmico y estructural de dos edificaciones de sistema mixto bajo las Normas E.030- 2006 y E.030- 2018- distrito de Trujillo”

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERA CIVIL

AUTOR:

TERRONES VEGA, Luz Angélica

ASESOR:

CASTILLO CHÁVEZ, Juan Humberto

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño sísmico y estructural

Trujillo – Perú

2018

## **PÁGINA DEL JURADO**

.....

Mg. Ing. Hilbe Santos Rojas Salazar.

**PRESIDENTE**

.....

Mg. Ing. Marlon Gastón Farfán Córdova.

**SECRETARIO**

.....

Mg. Ing. Juan Humberto Castillo Chávez.

**VOCAL**

## **DEDICATORIA**

A Dios por haberme otorgado a una familia maravillosa, quienes me han apoyado y creído en mí en todo momento, enseñándome a valorar todo lo que tengo. A todos ellos dedico este trabajo, muchos de mis logros se los debo a ustedes, me motivaron para finalmente lograr este gran anhelo.

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios por darme sabiduría y fortaleza en todo momento.

A mis padres, que con amor y trabajo me educaron y apoyaron en mi desarrollo profesional.

A Luis Tejada, quien como amigo, pareja y futuro padre de nuestra hija me brindó su apoyo incondicional y sincero

A mis profesores quienes me brindaron paciencia y dedicación para lograr este trabajo.

.

## **DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD**

Yo, Luz Angélica Terrones Vega, estudiante de la escuela profesional de Ingeniería Civil de la facultad de Ingeniería de la Universidad César Vallejo, identificado con DNI N° 73101701; a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, declaro bajo juramento que la tesis es de mi autoría y que toda la documentación, datos e información que en ella se presenta es veraz y auténtica.

En tal sentido, asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto del contenido de la presente tesis como de información adicional aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

Trujillo, .... de diciembre de 2018.

.....  
Luz Angélica Terrones Vega

## **PRESENTACIÓN**

Señores miembros del jurado:

En cumplimiento del Reglamento de Grados y Títulos, de la Universidad César Vallejo de Trujillo, presento ante ustedes la tesis titulada: “ANÁLISIS SÍSMICO Y ESTRUCTURAL DE DOS EDIFICACIONES DE SISTEMA MIXTO BAJO LAS NORMAS E.030- 2006 Y E.030- 2018 - DISTRITO DE TRUJILLO”, con la finalidad de obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.

Agradezco por los aportes y sugerencias brindadas a lo largo del desarrollo del presente estudio y de esta manera realizar una investigación más eficiente. El trabajo mencionado determina la importancia y la influencia que tiene un proyecto estructural de Ingeniería ubicada en el distrito de Trujillo, por lo que constatamos que realizar el análisis de estructuras es importante para evitar los fallos en la estructura y así evitar el posible colapso de ésta.

.....  
Luz Angélica Terrones Vega

## ÍNDICE

	<b>Página.</b>
PÁGINA DEL JURADO.....	ii
DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTO.....	iv
DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD.....	v
PRESENTACIÓN.....	vi
ÍNDICE.....	vii
RESUMEN.....	xiv
ABSTRACT.....	xv
<b>I. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>16</b>
1.1. Realidad Problemática.....	16
1.1.1. Aspectos generales .....	17
1.1.2. Aspectos socio económico.....	20
1.2. Trabajos Previos.....	20
1.3. Teorías relacionadas al tema.....	23
1.4. Formulación del Problema.....	80
1.5. Justificación del estudio.....	80
1.6. Hipótesis.....	81
1.7. Objetivos.....	82
<b>II. MÉTODO.....</b>	<b>83</b>
2.1. Diseño De Investigación.....	83
2.2. Variables, Operacionalización.....	83
2.3. Población y muestra.....	89
2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad.....	89
2.5. Métodos de análisis de datos.....	89

2.6. Aspectos Éticos.....	90
<b>III. RESULTADOS.....</b>	<b>91</b>
3.1. Análisis del Pabellón block B del centro educativo "Pedro Mercedes Ureña".....	91
3.2. Modelamiento en ETABS utilizando las Normas E.0.30- 2006 y E.0.30-2018.....	92
3.2.1. Propiedades de los materiales.....	94
3.2.1.1.Concreto.....	94
3.2.1.2.Acero.....	94
3.2.1.3.Mampostería.....	94
3.2.2. Secciones de elementos estructurales.....	95
3.2.2.1.Columnas.....	95
3.2.2.2.Vigas.....	96
3.2.2.3.Losas.....	96
3.2.2.4.Rampas.....	97
3.2.2.5.Placas.....	97
3.2.2.6.Muros portantes.....	97
3.3. Modelamiento en SAFE para las Normas E.030 2006 y E.030 2018.....	97
3.3.1. Propiedades de los materiales y suelo.....	98
3.3.1.1.Concreto.....	98
3.3.1.2.Acero.....	98
3.3.1.3.Suelo.....	98
3.3.2. Zapatas.....	99
3.3.3. Vigas de cimentación.....	99
3.3.4. Cimiento corrido.....	99
3.4. Análisis de cargas.....	99
3.4.1. Cargas por gravedad.....	99
3.4.1.1.Cargas muertas.....	99
3.4.1.2.Carga viva.....	109



3.4.1.3.Masa participativa.....	111
3.5. Análisis estático para las Normas E.030 2006 y E.030 2018.....	112
3.5.1. Fuerza cortante basal.....	113
3.5.1.1.Parámetros sísmicos.....	114
3.5.1.1.1. Zonificación.....	114
3.5.1.1.2. Uso.....	114
3.5.1.1.3. Coeficiente de amplificación sísmica.....	115
3.5.1.2.Coeficiente de reducción sísmica.....	116
3.5.1.2.1. Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas.....	117
3.5.1.2.2. Irregularidad en planta.....	118
3.5.1.2.3. Irregularidad en altura.....	120
3.5.1.3.Estimación del peso total de la edificación.....	121
3.5.1.3.1. Porcentaje de carga muerta.....	122
3.5.1.3.2. Porcentaje de sobrecarga.....	122
3.5.2. Distribución de cargas laterales.....	123
3.5.3. Centro de masa.....	129
3.5.4. Excentricidad Accidental.....	131
3.6. Análisis Dinámico modal espectral para las Normas E.030 2006 y E.030 2018.....	132
3.6.1. Parámetros sísmicos.....	132
3.6.1.1.Zonificación.....	132
3.6.1.2.Uso.....	133
3.6.1.3.Coeficiente de ampliación sísmica.....	134
3.6.2. Coeficiente de reducción sísmica.....	135
3.6.2.1. Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas.....	136
3.6.2.2. Irregularidad en planta.....	138
3.6.2.3. Irregularidad en altura.....	139
3.6.3. Espectro de pseudo aceleraciones.....	140

3.6.4. Control de desplazamientos inelásticos.....	144
3.6.5. Fuerza basal mínima de diseño.....	148
3.6.5.1. Factor de escala.....	150
3.7. Diseño en Concreto Armado.....	151
3.7.1. Vigas.....	151
3.7.1.1. Diseño por flexión.....	151
3.7.1.2. Diseño por corte.....	155
3.7.1.3. Diseño por capacidad.....	157
3.7.2. Columnas.....	161
3.7.2.1. Columnas con estribos.....	161
3.7.2.1.1. Diseño por flexocompresión.....	161
3.7.2.1.2. Diseño por corte.....	166
3.7.3. Placas.....	168
3.7.3.1. Diseño por flexocompresión.....	168
3.7.3.2. Diseño por corte.....	173
3.7.4. Diseño de vigas de cimentación.....	178
3.7.4.1. Diseño por flexión.....	178
3.7.4.2. Diseño por corte.....	183
3.7.5. Zapatas.....	184
3.7.5.1. Diseño por flexión.....	184
3.7.5.2. Diseño por punzonamiento.....	186
3.8. Diseño en albañilería confinada.....	186
3.8.1. Verificación de diseño de muros en albañilería.....	186
3.8.1.1. Diseño por cargas verticales.....	186
3.8.1.2. Diseño por fisuración (sismo moderado).....	187
3.8.1.3. Diseño por resistencia (sismo severo).....	188
3.8.1.4. Necesidad de refuerzo horizontal.....	189
3.9. Análisis de la Vivienda multifamiliar.....	190

3.10. Modelamiento en ETABS utilizando las Normas E.0.30- 2006 y E.0.30- 2018.....	193
3.10.1. Propiedades de los materiales.....	194
3.10.1.1. Concreto.....	194
3.10.1.2. Acero.....	195
3.10.1.3. Mampostería.....	195
3.10.2. Secciones de los elementos estructurales de la vivienda.....	195
3.10.2.1. Columnas.....	195
3.10.2.2. Vigas.....	195
3.10.2.3. Losas.....	196
3.10.2.4. Placas.....	196
3.10.2.5. Muros portantes.....	196
3.11. Modelamiento en SAFE para las Normas E.030 2006 y E.030 2018.....	196
3.11.1. Propiedades de los materiales y suelo.....	197
3.11.1.1. Concreto.....	197
3.11.1.2. Acero.....	197
3.11.1.3. Suelo.....	197
3.11.2. Zapatas.....	198
3.11.3. Vigas de cimentación.....	198
3.11.4. Cimiento corrido.....	198
3.12. Análisis de cargas.....	198
3.12.1. Cargas por gravedad.....	198
3.12.1.1. Carga muerta.....	198
3.12.1.2. Carga viva.....	204
3.13. Masa participativa.....	205
3.14. Análisis estático para las Normas E.030 2006 y E.030 2018.....	206
3.14.1. Fuerza cortante basal.....	207
3.14.1.1. Parámetros sísmicos.....	207

3.14.1.1.1. Zonificación.....	207
3.14.1.1.2. Uso.....	208
3.14.1.1.3. Coeficiente de amplificación sísmica.....	208
3.14.1.2. Coeficiente de reducción sísmica.....	209
3.14.1.2.1. Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas.....	210
3.14.1.2.2. Irregularidad en planta.....	211
3.14.1.2.3. Irregularidad en altura.....	212
3.14.1.3. Estimación del peso total de la edificación.....	213
3.14.1.3.1. Porcentaje de carga muerta.....	214
3.14.1.3.2. Porcentaje de sobrecarga.....	214
3.14.2. Distribución de cargas laterales.....	215
3.14.3. Centro de masa.....	218
3.14.4. Excentricidad accidental.....	218
3.15. Análisis Dinámico modal espectral para las Normas E.030 2006 y E.030 2018.....	219
3.15.1. Parámetros sísmicos.....	219
3.15.1.1. Zonificación.....	220
3.15.1.2. Uso.....	220
3.15.1.3. Coeficiente de ampliación sísmica.....	221
3.15.2. Coeficiente de reducción sísmica.....	222
3.15.2.1. Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas.....	223
3.15.2.2. Irregularidad en planta.....	224
3.15.2.3. Irregularidad en altura.....	225
3.15.3. Espectro de pseudo aceleraciones.....	226
3.15.4. Control de desplazamientos inelásticos.....	227
3.15.5. Fuerza basal mínima de diseño.....	230
3.15.5.1. Factor de escala.....	231
3.16. Diseño en Concreto Armado.....	232

3.16.1. Vigas.....	232
3.16.1.1. Diseño por flexión.....	232
3.16.1.2. Diseño por corte.....	235
3.16.1.3. Diseño por capacidad.....	237
3.16.2. Columnas.....	240
3.16.2.1. Columnas con estribos.....	240
3.16.2.1.1. Diseño por flexocompresión.....	240
3.16.2.1.2. Diseño por corte.....	245
3.16.3. Placas.....	246
3.16.3.1. Diseño por flexocompresión.....	247
3.16.3.2. Diseño por corte.....	251
3.16.4. Diseño de vigas de cimentación .....	253
3.16.4.1. Diseño por flexión.....	253
3.16.4.2. Diseño por corte.....	255
3.16.5. Zapatas.....	256
3.16.5.1. Diseño por flexión.....	256
3.16.5.2. Diseño por punzonamiento.....	259
3.17. Diseño en albañilería confinada.....	259
3.17.1. Verificación de diseño de muros en albañilería.....	259
3.17.1.1. Diseño por cargas verticales .....	259
3.17.1.2. Diseño por fisuración (sismo moderado).....	262
3.17.1.3. Diseño por resistencia (sismo severo).....	264
3.17.1.4. Necesidad de refuerzo horizontal.....	267
<b>IV. DISCUSIÓN.....</b>	<b>270</b>
<b>V. CONCLUSIONES.....</b>	<b>272</b>
<b>VI. RECOMENDACIONES.....</b>	<b>275</b>
<b>VII. REFERENCIAS.....</b>	<b>276</b>
<b>VIII. ANEXOS.....</b>	<b>280</b>

## RESUMEN

El presente trabajo de investigación tuvo como objetivo determinar las diferencias sísmicas y estructurales de dos edificaciones de sistema mixto haciendo uso de las Normas E.030-2006 y E.030-2018, para ello se ha optado por utilizar los programas ETABS Y SAFE, estos han permitido realizar los diseños, haciendo uso de los parámetros que dictan las normativas peruanas, tomando como datos iniciales la información que muestran los planos arquitectónicos y estructurales en el programa AutoCAD, así mismo la información obtenida de los estudios de mecánica de suelos. Con el modelo realizado del pabellón B- sector secundaria Colegio Pedro Mercedes Ureña, ubicado en el distrito de Trujillo, el cual posee un suelo intermedio de arena pobremente graduada, se encontraron algunas diferencias sísmicas en el análisis estático, tales como irregularidades y fuerzas estáticas, en el análisis dinámico, de igual manera, se encontraron irregularidades, fuerzas dinámicas, distorsiones de entrepiso, espectros de aceleración y variación en los muros de albañilería. Para el diseño en concreto armado, las diferencias estructurales más severas se hicieron notar en las vigas, zapatas, columnas y muros, por último, en el análisis de la edificación multifamiliar con las mismas características de suelo, también se encontraron diferencias en el análisis sísmico y dinámico, con respecto al diseño en concreto armado las diferencias que se encontraron fueron en el diseño de vigas, columnas, zapatas y muros, esto generó un aumento en el acero a causa de la falta de consideración de irregularidades, en los muros se tuvo que reforzar con acero de 8mm cada 4 hileras, la cortante para sismo moderado no cumple con lo requerido, en consecuencia se debió aumentar el espesor del muro con concreto armado para que las resistencias sean equivalentes y la cortante sea aceptable. De esta investigación se concluye que el diseño sismorresistente aplicando la Norma E.030-2018 no siempre sea mayor a la Norma E.030-2006, esto ocurre cuando no se consideran irregularidades como consecuencia, el diseño estructural aumentará sísmicamente.

Palabras clave: Diseño sísmico y estructural, estático, dinámico, concreto armado, albañilería.

## ABSTRACT

The objective of this research work was to determine the seismic and structural differences of two mixed system buildings using the Standards E.030- 2006 and E.030-2018, for which purpose it was decided to use the ETABS and SAFE programs, These have allowed the designs to be made, using the parameters dictated by Peruvian regulations, taking as initial data the information shown by the architectural and structural plans in the AutoCAD program, as well as the information obtained from soil mechanics studies. With the model made of the pavilion B- secondary sector Colegio Pedro Mercedes Ureña, located in the district of Trujillo, which has an intermediate soil of poorly graduated sand, some seismic differences were found in the static analysis, such as irregularities and static forces, In the dynamic analysis, in the same way, irregularities, dynamic forces, distortions of the mezzanine, spectra of acceleration and variation in masonry walls were found. For the design in concrete reinforced, the most severe structural differences were noted in the beams, footings, columns and walls, finally, in the analysis of the multifamily building with the same characteristics of soil, differences were also found in the seismic analysis and dynamic, with respect to the design in concrete armed the differences that were found were in the design of beams, columns, footings and walls, this generated an increase in the steel because of the lack of consideration of irregularities, in the walls it was to be reinforced with 8mm steel every 4 rows, the moderate earthquake cutter does not comply with the requirements, consequently the wall thickness should be increased with reinforced concrete so that the resistances are equivalent and the shear is acceptable. From this research it is concluded that the earthquake-resistant design applying the E.030-2018 standard is not always greater than the E.030-2006 standard, this occurs when irregularities are not considered as a consequence, the structural design will increase seismically.

Keywords: Seismic and structural design, static, dynamic, reinforced concrete, masonry.

## **I. INTRODUCCIÓN**

### **1.1. Realidad problemática**

En la actualidad la norma técnica E-030 Diseño Sismorresistente establece condiciones mínimas para edificaciones diseñadas según sus exigencias, a fin de cumplir con los principios de: evitar pérdidas de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad. Al transcurrir de los años, dicha norma ha ido cambiando gracias a nuevos estudios y descubrimientos. Según las condiciones de alta sismicidad, en el año 1964 sale el primer proyecto de Norma Peruana, basada en la de SEAOC (Structural Engineers Association of California), la segunda Norma Peruana en 1977 considerando como fuente principal los sismos de 1970 y 1974, la tercera Norma Peruana en 1997, en el año 2003 actualización de la Tercera Norma Peruana, aprobada con el decreto supremo N° 011- 2016- vivienda.

Nuestro país se encuentra en suma preocupación con respecto a mejorar su Norma de Diseño Sismorresistente, y en el año 2017, se ha propuesto la actualización de la Norma E.030, siendo hasta la fecha una propuesta aprobada. Esta nueva norma trae consigo modificaciones en sus parámetros de diseño y adición de algunas restricciones, por este motivo se ha generado la inquietud de saber cuál es el porcentaje de modificación de los parámetros en el diseño de los elementos estructurales que afectan al cálculo de la demanda sísmica comparado con la Norma del año 2006.

La motivación de este estudio es realizar un análisis comparativo en el diseño estructural de dos edificaciones de sistema mixto bajo la Norma E.030- 2006 y los cambios realizados en los parámetros de diseño en la Norma E.030- 2018, ubicadas en el distrito de Trujillo, con los resultados obtenidos se pretende dar a conocer el comportamiento estructural de cada sistema, cambios y consideraciones preventivas en el diseño, para así mitigar posibles daños estructurales ante sollicitaciones sísmicas severas.



### 1.1.1. Aspectos generales

#### Ubicación geográfica

El departamento de La Libertad, situado en la costa nor-occidental del país, cubre una superficie de 25 500 Km<sup>2</sup> (superficie continental más insular) que representa el 2,0 por ciento del territorio nacional. Limita por el norte con los departamentos de Lambayeque, Cajamarca y Amazonas; por el este, con San Martín; por el sur, con Huánuco y Ancash; y por el oeste, con el Océano Pacífico. Políticamente está dividido en 12 provincias y 83 distritos, siendo su capital la ciudad de Trujillo, así como se observa en la figura 1.



Figura 1. Mapa del departamento de La Libertad.

Fuente: Gobierno Regional de La Libertad.

#### Ubicación política

El distrito de Trujillo está ubicado en la parte central de la provincia de Trujillo, con coordenadas 8°10'00"S 79°01'00"O, con una superficie total de 39.36 km<sup>2</sup>, su altitud media es de 33 m. s. n. m. (ver figura 2).

Distrito: Trujillo

Provincia: Trujillo

Departamento: La Libertad

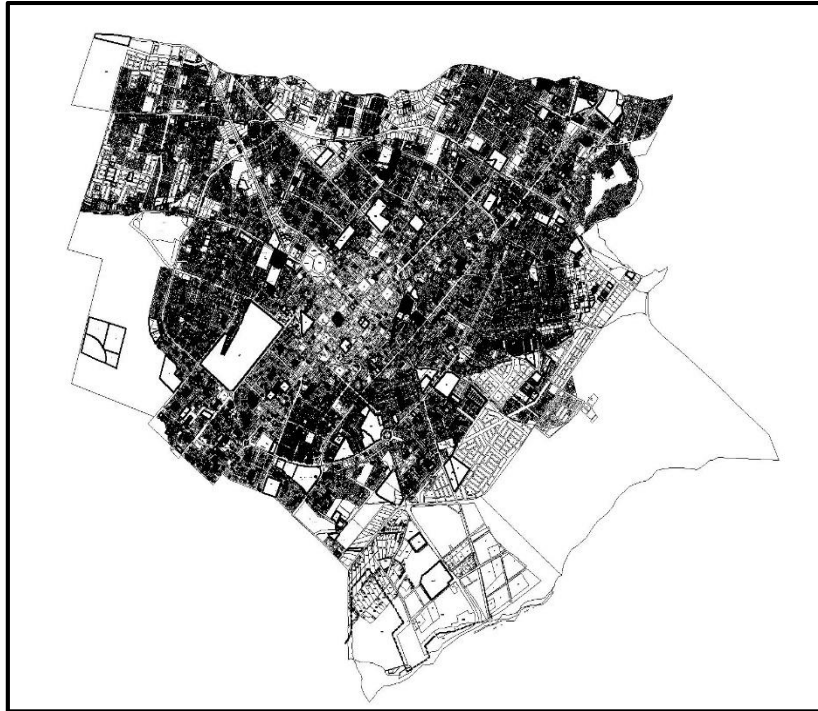


Figura 2. Avistamiento del distrito de Trujillo

Fuente: Plandet – Municipalidad Provincial de Trujillo.

### **Límites**

La Libertad, siendo un departamento que se encuentra en el Perú, cuenta con una de las ciudades más concurridas, Trujillo, más conocida como la ciudad de la eterna primavera, se encuentra ubicada en la costa, al norte del Perú. Este distrito cuenta con zonas de costa, sierra y selva, limitando por el norte con Lambayeque, por el sur con Ancash y Huánuco, por el este, con San Martín y Cajamarca y por el oeste con el Mar de Grau.

### **Clima**

El clima en esta ciudad es mayormente soleado durante el año, aunque cuenta con una temperatura que varía entre los 18°C y 21°C, excediendo en verano los 28°C, a pesar del calor que presenta este distrito, también tiene un periodo leve de lluvias o lloviznas presentes en cualquier estación del año, cuenta con una humedad relativa que varía hasta 88%, manteniendo un clima fresco y seco durante el día, cabe mencionar que en épocas de invierno el frío es bastante considerable entre los meses de mayo a agosto.

### Vías de acceso

La institución educativa Pedro Mercedes Ureña N° 81014 “Centro viejo”, se ubica en la Mz P- Lt 6- Natasha alta- Covicorti, distrito de Trujillo, provincia de Trujillo, departamento La Libertad. Este centro de estudios limita: por el frente, con la av. América oeste, por la derecha con la calle 24, por la izquierda con la calle 25 y por el fondo con la calle 11.

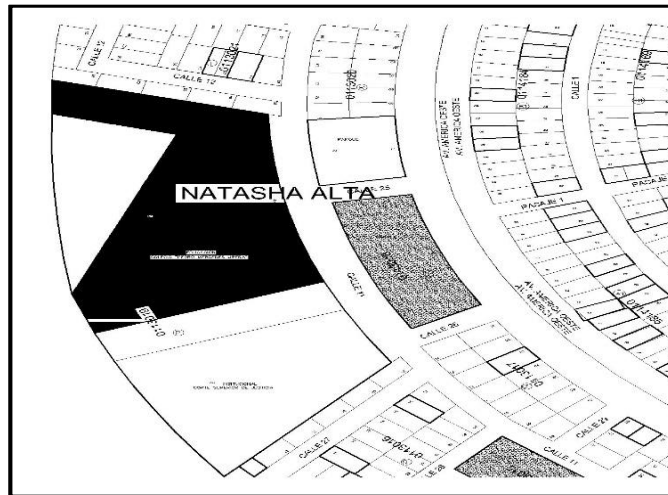


Figura 3. Avistamiento del colegio Mercedes Ureña.

Fuente: Plandet – Municipalidad Provincial de Trujillo.

La edificación multifamiliar- Comercio se ubica en la urbanización Rosas de América Mz C, Lt 9, distrito de Trujillo, provincia de Trujillo, departamento La Libertad. Esta vivienda limita: por el frente se encuentra la calle 2, por la derecha con pasaje 4, por la izquierda con pasaje 5 y por el fondo con la calle 1.



Figura 4. Avistamiento de la edificación multifamiliar- Comercio

Fuente: Plandet – Municipalidad Provincial de Trujillo.

### **1.1.2. Aspectos socio económico**

#### **Actividades económicas**

El aporte de La Libertad al Valor Agregado Bruto nacional, según cifras del INEI (2015), es de 4,2 por ciento, ubicándose como el cuarto departamento de mayor importancia, luego de Lima (4,6 por ciento), Arequipa (4,9 por ciento) y Cusco (4,3 por ciento). La importancia relativa del departamento a nivel nacional es mayor en algunos sectores tales como agricultura, ganadería, caza y silvicultura, con una contribución del 11,3 por ciento; manufactura, transportes y telecomunicaciones y otros servicios de información, con 4,7 por ciento cada uno, entre otros. (p. 3).

### **1.2. Trabajos Previos**

León y Gutiérrez (2018), en la tesis titulada “Comparación estructural y económica de edificio de 7 pisos ante cambio de la Norma E.030 diseño sismorresistente”, tomaron como análisis un edificio de siete pisos con una altura total de 23.10 m., área techada total de 3753.9 m<sup>2</sup>. y con dos oficinas por piso (doce en total), el sistema estructural está formado por muros y pórticos, losas aligeradas y macizas, columnas y vigas de concreto armado, una capacidad portante de 4 kg/cm<sup>2</sup> para cimentaciones, consideraron 3 grados de libertad por cada nivel, para el análisis sísmico de la edificación con la norma vigente, se observó que la deriva fue de 0.0038, encontrándose debajo del límite permisible que exige la norma de 0.007, con esto se concluyó que no hay irregularidades en planta y altura. la cortante basal dinámica fue menor al 80% de la cortante basal estática, escalando las fuerzas internas en  $XX= 1.10$  e  $YY=1.06$ .

Llegando a concluir también, que la junta sísmica tuvo un aumento de 5.5 cm a 7.0 cm, según modificaciones presentadas en comparación de ambas normas, se observó que las fuerzas internas en las placas, vigas y columnas incrementaron en un rango de 10% y 20% aplicando la norma E.030-2003, obteniendo mayor variación en los elementos que resisten fuerzas laterales (YY), en comparación con los elementos en XX. Las cimentaciones de placas obtuvieron mayor incremento, este se dio por el aumento de tamaño de las zapatas en un 65% en el metrado de concreto, dando como

valor monetario a S/. 26 599.00 soles, obteniendo así el valor total de la estructura S/. 61 295.00 soles representando el 5.7% respecto al análisis con la Norma E.030-2003.

Ortiz (2017), en la tesis titulada “Análisis de la respuesta sísmica de 3 instituciones educativas diseñadas con la Norma E.030-2006 en contraste con la Norma E.030-2016”, tuvo como objetivo analizar la respuesta sísmica de las estructuras: Mercedes Indacochea – Barranco, Juan Guerrero Quimper – Villa María del Triunfo, Andrés de los Reyes – Huaral, diseñadas con la N. T. E.030 del año 2006, respecto a los requerimientos de la N. T. E.030 del 2016 llegando a concluir que la respuesta sísmica de dichas edificaciones diseñadas con la Norma E.030-2006 cumplen con los requerimientos de diseño respecto a la Norma E.030-2016, sin embargo se ha observado que la deriva máxima permitida por la última norma no se cumple en el Pabellón C de la IE Mercedes Indacochea, presentando como propuesta de reforzamiento un enchaquetado de columnas C-3, para reducir la deriva a un valor límite establecido en la norma E.030-2016, con la modificación de esta norma, el factor de amplificación sísmica (C) y el factor uso (U) se mantuvieron constantes, el coeficiente de reducción sísmica (R) tuvo una disminución considerable; sin embargo, la fuerza cortante incrementó.

Además, mediante las gráficas del Espectro de sismo para el diseño en las IE Mercedes Indacochea y Andrés de los Reyes en dirección XX y YY respectivamente, los valores de pseudo aceleración ( $S_a$ ) en  $m/s^2$  de los diseños con la norma E.030-2006 incrementaron en más de 50% comparados con la Norma E.030-2016, el incremento del ( $S_a$ ) se debe a la modificación de los criterios para otorgar factores de Irregularidad, que se encuentran dentro de la Norma de Sismorresistencia del 2016.

Ccama (2017), en la tesis titulada “Análisis y diseño estructural de edificio de concreto armado y comparación de la Norma de Diseño sísmico E.030-2006 y la propuesta de Norma E.030-2014”, tuvo como objetivo principal el análisis y diseño estructural de una edificación de 7 niveles, que consta de un semisótano para el uso de departamentos. se concluyó que, en el proyecto se obtuvo un valor "S" variando de 1.20 a 1.15, con reducción del 5%. además la nueva norma E.030-2014 cuantifica irregularidades en planta y altura utilizando factores, estos influyen en el valor de

coeficiente de reducción  $R$ , en la norma anterior solo se tomaba en cuenta la aplicación para cualquier irregularidad presente en la estructura, multiplicada por  $(3/4)*R$ , en dicho proyecto no se presentó correcciones por irregularidad.

Además, se concluyó también que la cortante basal estática disminuyó a 16.22%, para el análisis dinámico, disminuyó en 16.15%, no obstante, los desplazamientos máximos también disminuyeron a 16.29%, obteniendo así cálculos correctos, esto genera como consecuencia que diseño estructural se verá afectado con la reducción de las secciones y menor refuerzo aplicando ambas normas.

Aliaga y Vásquez (2015), en su investigación titulada “Análisis comparativo del diseño estructural aplicando la Norma Sismorresistente vigente y el proyecto de Norma, para el proyecto hospital UPAO en la ciudad de Trujillo”, tuvieron como objetivo realizar el análisis mediante la comparación sísmica del diseño estructural del proyecto hospital UPAO utilizando las Normas E.030 del año 2006 y E.030 del año 2014; en el cual manifestó que el factor Zona para la Norma E.030-2014 genera un aumento de 12.5% con respecto a la norma anterior (2003). El sistema estructural, de acuerdo con la Norma E.030/2006 es de muros de concreto armado, para la Norma E.030/2014 se eligió un sistema de pórticos con aisladores sísmicos. Con una reducción sísmica  $R=6$  en la norma E.030, en el proyecto norma se trabaja con la Norma extranjera ASCE/SEI 7-10, para el diseño con sistema de aislamiento  $R=1$  y para el diseño y análisis de la superestructura  $R=2$ . Para irregularidades, según ambas normas, en la categorización de edificación no debe existir irregularidades en planta y altura.

Acotaron también, que hay una diferencia en la caracterización de cada una y la manera en que afecta al coeficiente de reducción sísmica " $R$ ", en la norma E.030 la irregularidad que se pueda observar en la estructura, reduce en un 75% al coeficiente de reducción sísmica, en tanto en el Proyecto de Norma se da importancia a las irregularidades que puedan estar presentes, de manera descriptiva y también con factores que puedan afectar al coeficiente de reducción sísmica.

Quispe (2015), en la tesis titulada “Análisis y diseño estructural comparativo con la Norma sismorresistente E.030-2014 vs. E.030-2003 de un edificio multifamiliar de 5 pisos en Distrito de Surquillo”, tuvo como objetivo general determinar las conveniencias de diseñar con la Norma sismorresistente E.030-2014 en comparación a la E.030-2003 un edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de Surquillo, concluyó que, al diseñar este edificio con la norma E.030-2014, presenta reducciones muy pequeñas, solo en el cálculo de las secciones de concreto de cimentaciones y cantidad de acero, en comparación con lo realizado con la norma E.030-2003, las variaciones sísmicas son pequeñas, reduciendo el presupuesto de obras de concreto armado en un 0.70% aproximadamente. Además, la metodología de cálculo es más simple, sin embargo; las nuevas restricciones generan que el cálculo del coeficiente final sea más complejo mediante a la incorporación de correcciones por irregularidad en planta y altura, mejoran el comportamiento sísmico de la estructura.

### **1.3. Teorías relacionadas al tema**

#### **Ondas Sísmicas**

##### **Ondas P (Ondas Primarias).**

O también llamadas Ondas Longitudinales, se comprimen y expanden de las rocas, en dirección de propagación de la onda, cambian el volumen del material por el que transitan. Se transmite a través del granito y otros materiales líquidos, tales como el magma volcánico o el agua del océano, su condición es similar a la del sonido cuando llegan a la superficie terrestre, una parte se transmite a la atmósfera como onda sonora perceptible por el ser humano y los animales, siempre y cuando las frecuencias estén dentro del rango auditivo, el cual es mayor a 15 ciclos/s. (Gómez, 2007, p. 21).

##### **Ondas S (Ondas Secundarias).**

O también llamadas Ondas Transversales, estas ondas son las segundas en llegar con respecto a las ondas P; dependen de la rigidez de las rocas, se transmiten por una deformación cizallante que no genera variación en el volumen, estas se mueven perpendicularmente a la dirección de propagación, por ellos su recorrido es mayor (menor velocidad). Cuando se esparce, se deforma de manera transversal en las rocas

por lo que no puede viajar a través de los océanos. [...] siendo sus movimientos transversales, éstas sacuden la superficie del suelo de arriba abajo, siendo la responsable principal de los daños estructuras. (Gómez, 2007, p. 21).

### **Ondas Superficiales**

Estas ondas viajan en la superficie terrestre, mientras menos profundidad tenga un sismo, mayor será el efecto destructor, existen dos tipos de ondas superficiales, las cuales son:

#### **Ondas Love.**

U onda L, similar a la onda S, pero sin desplazamiento vertical, estas ondas se mueven el suelo lateralmente en un plano horizontal, produciendo sacudidas en los cimientos de las estructuras, lo que genera daños. [...] La velocidad de las ondas L varía de 1 a 4.5 km/s. (Gómez, 2007, p. 21).

De acuerdo a lo mencionado por el autor, el movimiento de la partícula es paralelo a la superficie (perpendicular a la dirección de la propagación, siendo muy rápidas).

#### **Ondas Rayleigh.**

U ondas R, son semejantes a las olas del mar, sus partículas se mueven de forma vertical y horizontal, formando un movimiento elíptico en el plano vertical. [...] La velocidad de estas ondas R varían de 1 a 4 km/s. (Gómez, 2007, p. 21).

Las ondas R son de periodo largo, producen un movimiento elíptico de las partículas en plano vertical, es decir, las partículas se mueven en dirección opuesta a la dirección de propagación de energía.

### **Análisis Sísmico**

El Perú se encuentra ubicado en una de las zonas de alta peligrosidad sísmica, es por ello que, al diseñar las edificaciones de cualquier índole, se debe considerar principalmente y como la más importante, la acción sísmica. Considerando así que los sismos no son los que provocan muertes sino las estructuras que no fueron diseñadas



adecuadamente. Nuestro planeta está formado por placas tectónicas, el movimiento de estas genera actividad sísmica. (Zeevaert, 1980, p. 14).

Según Aguiar (2008), en América de Sur, se tiene el enfrentamiento de la Placa de Nazca o Placa Oceánica con la Placa de Sudamérica o Placa continental. Este enfrentamiento produce el fenómeno de subducción, por el cual la Placa de Nazca por ser más rígida y fuerte se introduce por debajo de la Placa Sudamericana y continúa moviéndose hasta el manto (p.5).

De acuerdo con la cita, las vibraciones de la corteza terrestre causadas por ondas sísmicas, se generan por la liberación de energía acumulada en la corteza y parte superior del manto terrestre, debido a las corrientes de convección, los continentes continúan en movimiento.

### **Análisis estático en estructuras**

Las estructuras sometidas a cargas estáticas (peso de la estructura y cargas de uso), se modelan como estructuras hiperestáticas lineales elásticas, aplicadas mediante el principio de superposición, el cual permite relacionar fuerzas y deformaciones con la aplicación de una fórmula:

$$f = k * u$$

Siendo  $f$  el vector de fuerzas externas que serán aplicadas a la estructura, el factor  $u$  son las deformaciones (los grados de libertad de la estructura), y  $k$  es la matriz de rigidez. (Bozzo y Barbat, 2000, p. 73).

$$k = [k_{i,j}]$$

Para realizar el análisis estático de una estructura se debe calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles estructurales, suponiendo un conjunto de fuerzas horizontales que actúan sobre cada uno de los pisos donde se encuentran concentradas las masas. Cada fuerza se toma igual al peso de masa correspondiente por coeficiente siendo proporcional a una altura  $h$ , (altura de masa sobre el desplante o a nivel de acuerdo a las deformaciones que se visualizan). Se toman en cuenta las fuerzas cortantes y el periodo fundamental de vibración de la estructura  $T$ . (Manual de Diseño por Sismo, 1977, p. 15).

Para la realización de este análisis se toma en cuenta los valores que indica la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente en conjunto con los parámetros físicos de las edificaciones en evaluación. Para determinar el procedimiento de análisis, según la Norma E.030- 2006, las estructuras que han sido clasificadas como regulares no deben sobrepasar los 45m de altura, las estructuras conformadas por muros portantes no deben superar los 15m de altura, las estructuras irregulares podrán ser analizadas mediante un procedimiento de fuerzas estáticas, (E.030 Diseño Sismorresistente, 2006, p. 211).

Mientras que para la Norma E.030- 2018, se podrá analizar las estructuras regulares ubicadas en la zona sísmica 1, de no más de 30m de altura, estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15m, aun siendo irregulares, (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018, p. 23).

Esto se debe a:

$$V = \frac{ZUCS}{R\{R_0 * I_a * I_p\}} * P$$

Donde, el valor de “Z”, es el coeficiente de zonificación; “U”, es el coeficiente de uso; “C”, es el coeficiente de amplificación sísmica, “S”, es el coeficiente de suelo; “R”, es el coeficiente de reducción sísmica; “Ro”, es el coeficiente básico de reducción sísmica; “P”, es el peso total de la edificación. Debe cumplirse que  $C/R \geq 0.125$ .

La Norma E.030- 2006 presenta 3 zonas, mientras que la Norma E.030- 2018 presenta 4 zonas, parámetros que fueron cambiando al transcurrir de los años conforme a la sismicidad que se ha presenciado. Este factor “Z” se interpreta como la aceleración máxima horizontal en el suelo rígido, con una probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años, este valor se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad. (ver cuadro 1 en anexos).

El siguiente paso consiste en hallar los valores de “S”, (factor de suelo), la existencia de terrenos duros o rocosos, las ondas sísmicas de alta frecuencia tienden a

amplificarse, afectando a las estructuras rígidas, mientras que los terrenos blandos amortiguan las ondas de alta frecuencia, sin embargo, éstas amplifican las ondas de frecuencia baja, siendo las estructuras flexibles las más afectadas, (Delgado, 2011, p. 13).

Para ello debe considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones del terreno, utilizando valores de amplificación de suelo S y periodos “Tp” y “TL”, utilizados para las Norma E.030- 2018 y para la Norma E.030- 2006, los valores de “S” y “Tp”, (ver cuadro 2 en anexos).

Luego se procede a determinar el valor de amplificación sísmica “C”, valor que depende del periodo fundamental de vibración de la estructura, Para la Norma E.030- 2006 se obtiene la siguiente fórmula:

$$C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right) ; C \leq 2.5$$

Y para la Norma E.030- 2018, siendo la actual se obtiene los siguientes parámetros:

$$\begin{aligned} T < T_p & , \quad C = 2.5 \\ T_p < T < T_L & , \quad C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right) \\ T > T_L & , \quad C = 2.5 \left( \frac{T_p T_L}{T^2} \right) \end{aligned}$$

Para determinar la categoría de la edificación y el factor uso, se siguen los parámetros que se observan en el cuadro 3 en anexos, así mismo el factor uso o importancia (U), se utilizará de acuerdo a la clasificación que se determine. En edificaciones con aislamiento sísmico en la base se considerará un factor U= 1.

Para la distribución de la fuerza sísmica en altura, siendo el periodo fundamental  $T > 0.7s$ , una parte de la fuerza cortante V, llamada Fa, se deberá aplicar como una fuerza concentrada en la parte superior de la estructura, esta fuerza Fa se determina de la siguiente manera:

$$F_a = 0.07 * T * V \leq 0.15 * V$$

Para la versión de la Norma E.030- 2006 la distribución de las fuerzas sísmicas horizontales, se calculan con la siguiente formula:

$$F_i = \frac{P_i h_i}{\sum_{j=1}^n P_j h_j} * (V - F_a)$$

Y para la Norma E.030- 2018 la distribución de La fuerza sísmica en altura en cualquier nivel, se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\alpha_i = \frac{P_i (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^k}$$

$$F_i = \alpha_i * V$$

Siendo “n” el número de pisos de la edificación, “k” un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T), para  $T \leq 0.5 \text{seg}$ :  $k = 1.0$  y para  $T \geq 0.5 \text{seg}$ :  $k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$

Se busca que las estructuras tengan simetría, generalmente que coincida el centro de masas con el de rigideces para evitar la excentricidad y no se genere una falla por torsión. Mientras los elementos estructurales estén más arriostrados menor será su deformación durante la ocurrencia de un sismo (Delgado, 2011, p. 13).

Para los factores de irregularidad en altura como en planta se dan de acuerdo a la configuración de la estructura de la edificación, estos valores son los que castigan a la cortante basal estática, para ambas normas en análisis se toman en cuenta ciertos parámetros para su evaluación, los cuales se visualizan en los cuadros 4 y 5, estos valores varían de acuerdo a la configuración de la edificación.

Si un sismo afecta a la base de la estructura, se generan fuerzas inerciales, estas originan esfuerzos y deformaciones estructurales, mientras mayor sea el peso de las

edificaciones, mayores son las fuerzas y sus efectos, es por ello que mientras la edificación sea más pesada, más dañada será por la ocurrencia de un sismo. Mientras más alto esté el centro de gravedad, mayores serán los esfuerzos en los elementos, por ello no se podrá mantener el equilibrio; siendo el caso, cuando el cortante es mayor, si la estructura es más pesada (Delgado, 2011, p. 13).

Para estimar el peso total de la edificación, este se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de carga viva o sobrecarga, esto depende de la categoría de la edificación para ambas normativas, este porcentaje de carga viva para las categorías A y B es del 50%, para la categoría C es el 25%.

### Análisis dinámico de estructuras

Dentro de la dinámica estructural, las variables experimentan variaciones en el tiempo, si las influencias externas que actúan sobre la estructura, entonces se puede predecir su comportamiento. Las acciones dinámicas varían con el tiempo, son rápidas y dan origen a fuerzas inerciales que se comparan con magnitud de las fuerzas estáticas, las fuentes principales e importantes de las vibraciones son los sismos, viento, olas marinas, explosiones e impactos, cargas móviles (personas o vehículos), como podemos observar en la figura 6. (Cassano, 2009, p. 10).

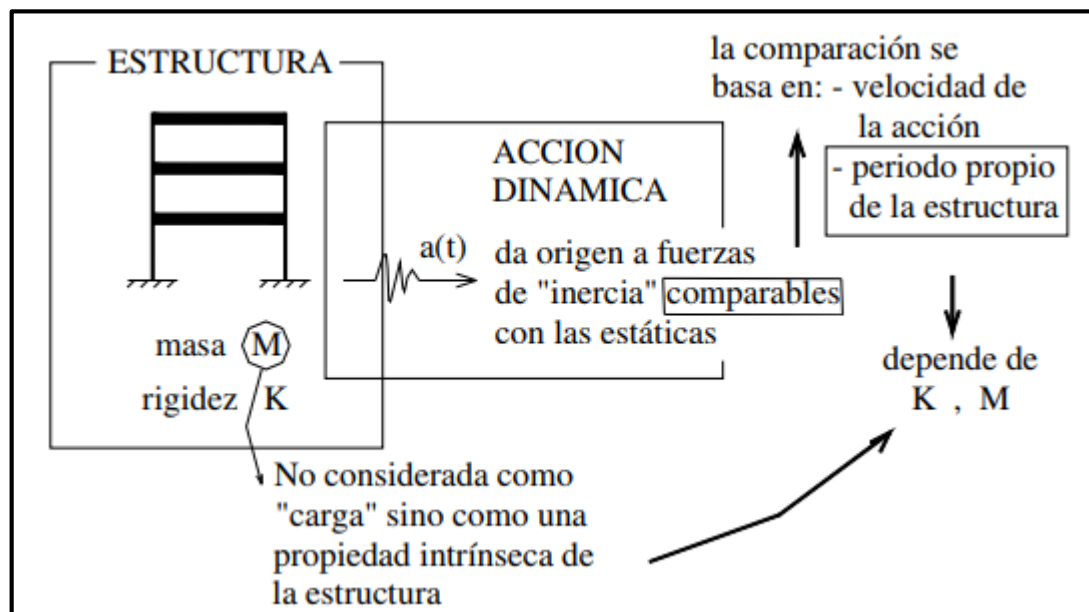


Figura 6. Acción dinámica y propiedades de la estructura.

Fuente: Análisis de estructuras bajo acciones dinámicas. (2009, p. 12).

Para Boroschek (2015). Todas las acciones sobre una estructura sufren variaciones espaciales o temporales, siendo no necesariamente considerar el problema dinámico si las resultantes son despreciables, la respuesta de la estructura se puede evaluar de una manera más fácil si se clasifica las acciones por sus características de amplitud, duración y periodicidad. Las cargas dinámicas dependen del tiempo, posición y magnitud; las respuestas de una estructura actúan mediante fuerzas de inercia, pudiendo estar presentes fuerzas que disipan la energía. (p. 9).

Para el análisis dinámico se determinarán los modos de vibración, los periodos naturales y las masas participativas señaladas en ambas normas, en cada dirección se considerarán los modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, tomándose como base de diseño los tres primeros modos en dirección al análisis. Para el cálculo de la aceleración espectral para las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo aceleraciones, mediante la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R\{R_0 I_a I_p\}} * g$$

Este espectro de aceleración se da en unidades de gravedad, las dos normas en análisis muestran los mismos factores que fueron utilizados para el cálculo de la cortante basal estática.

Se considerará una excentricidad accidental que será de  $\pm 5\%$  de las dimensiones de la edificación, debido a la alteración del centro de masas. Para la estimación del peso total de la edificación se considerará el 100% de la carga muerta y una fracción de la carga viva, ligada a la categoría de la edificación, un 50% para la categoría A y B y 25% para la categoría C, para ambas Normas.

En el siguiente cuadro (cuadro 4) se aprecia el cambio de los espectros de pseudo aceleraciones utilizando el coeficiente de amplificación sísmica “C” para el perfil de suelo “S” estimados por ambas Normas.

Cuadro 4. Espectro de pseudo aceleraciones Norma E.030- 2006

PERIODO	NORMA "Diseño Sismorresistente" E.030-2006			
	C - S1=1.0	C - S2=1.2	C - S3=1.4	C - S4=*
0.00	2.50	2.50	2.50	2.50
0.02	2.50	2.50	2.50	2.50
0.04	2.50	2.50	2.50	2.50
0.06	2.50	2.50	2.50	2.50
0.08	2.50	2.50	2.50	2.50
0.10	2.50	2.50	2.50	2.50
0.12	2.50	2.50	2.50	2.50
0.14	2.50	2.50	2.50	2.50
0.16	2.50	2.50	2.50	2.50
0.18	2.50	2.50	2.50	2.50
0.20	2.50	2.50	2.50	2.50
0.25	2.50	2.50	2.50	2.50
0.30	2.50	2.50	2.50	2.50
0.35	2.50	2.50	2.50	2.50
0.40	2.50	2.50	2.50	2.50
0.45	2.22	2.50	2.50	2.50
0.50	2.00	2.50	2.50	2.50
0.55	1.82	2.50	2.50	2.50
0.60	1.67	2.50	2.50	2.50
0.65	1.54	2.31	2.50	2.50
0.70	1.43	2.14	2.50	2.50
0.75	1.33	2.00	2.50	2.50
0.80	1.25	1.88	2.50	2.50
0.85	1.18	1.76	2.50	2.50
0.90	1.11	1.67	2.50	2.50
0.95	1.05	1.58	2.37	2.50
1.00	1.00	1.50	2.25	2.50
1.10	0.91	1.36	2.05	2.50
1.20	0.83	1.25	1.88	2.50
1.30	0.77	1.15	1.73	2.50
1.40	0.71	1.07	1.61	2.32
1.50	0.67	1.00	1.50	2.17
1.60	0.63	0.94	1.41	2.03
1.70	0.59	0.88	1.32	1.91

1.80	0.56	0.83	1.25	1.81
1.90	0.53	0.79	1.18	1.71
2.00	0.50	0.75	1.13	1.63
2,20	0.45	0.68	1.02	1.48
2.40	0.42	0.63	0.94	1.35
2.50	0.40	0.60	0.90	1.30
2.60	0.38	0.58	0.87	1.25
2.80	0.36	0.54	0.80	1.16
3.00	0.33	0.50	0.75	1.08
4.00	0.25	0.38	0.56	0.81
5.00	0.20	0.30	0.45	0.65
6.00	0.17	0.25	0.38	0.54
7.00	0.14	0.21	0.32	0.46
8.00	0.13	0.19	0.28	0.41
9.00	0.11	0.17	0.25	0.36
10.00	0.10	0.15	0.23	0.33

(\*) Valor estimado para un incremento constante de la plataforma,  $T_p=1.3$  y  $S_4=1.6$ .

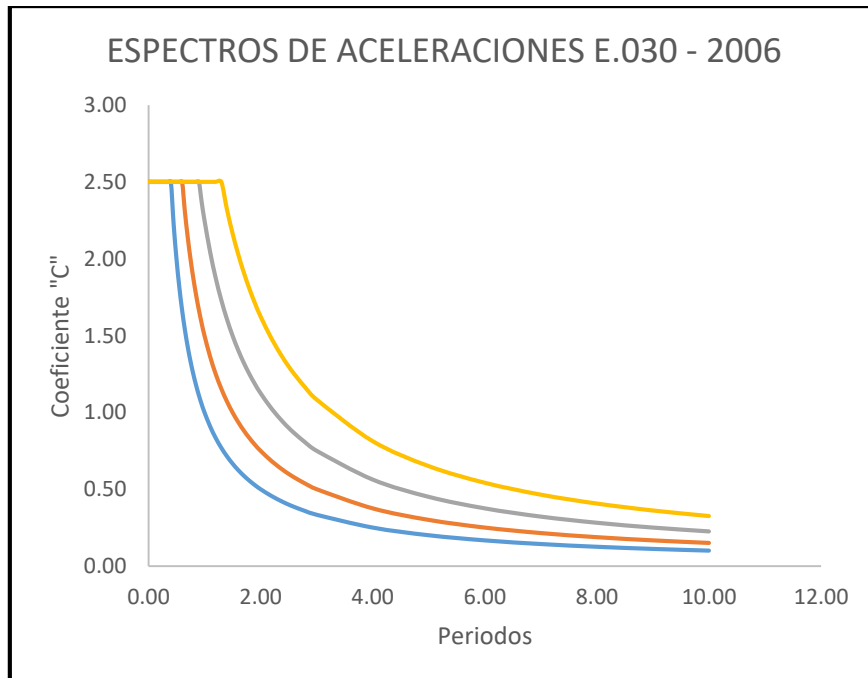


Figura 7. Plataforma del espectro de pseudo aceleraciones Norma E.030 -2006.



Cuadro 5: Espectro de pseudo aceleraciones Norma E.030 – 2018.

PERIODO	NORMA "Diseño Sismorresistente" E.030-2018			
	C - So, Tp=0.3 TL=3.0	C - S1, Tp=0.4 TL=2.5	C - S2, Tp=0.6 TL=2.0	C - S3, Tp=1.0 TL=1.6
0.00	2.50	2.50	2.50	2.50
0.02	2.50	2.50	2.50	2.50
0.04	2.50	2.50	2.50	2.50
0.06	2.50	2.50	2.50	2.50
0.08	2.50	2.50	2.50	2.50
0.10	2.50	2.50	2.50	2.50
0.12	2.50	2.50	2.50	2.50
0.14	2.50	2.50	2.50	2.50
0.16	2.50	2.50	2.50	2.50
0.18	2.50	2.50	2.50	2.50
0.20	2.50	2.50	2.50	2.50
0.25	2.50	2.50	2.50	2.50
0.30	2.50	2.50	2.50	2.50
0.35	2.14	2.50	2.50	2.50
0.40	1.88	2.50	2.50	2.50
0.45	1.67	2.22	2.50	2.50
0.50	1.50	2.00	2.50	2.50
0.55	1.36	1.82	2.50	2.50
0.60	1.25	1.67	2.50	2.50
0.65	1.15	1.54	2.31	2.50
0.70	1.07	1.43	2.14	2.50
0.75	1.00	1.33	2.00	2.50
0.80	0.94	1.25	1.88	2.50
0.85	0.88	1.18	1.76	2.50
0.90	0.83	1.11	1.67	2.50
0.95	0.79	1.05	1.58	2.50
1.00	0.75	1.00	1.50	2.50
1.10	0.68	0.91	1.36	2.27
1.20	0.63	0.83	1.25	2.08

1.30	0.58	0.77	1.15	1.92
1.40	0.54	0.71	1.07	1.79
1.50	0.50	0.67	1.00	1.67
1.60	0.47	0.63	0.94	1.56
1.70	0.44	0.59	0.88	1.38
1.80	0.42	0.56	0.83	1.23
1.90	0.39	0.53	0.79	1.11
2.00	0.38	0.50	0.75	1.00
2.20	0.34	0.45	0.62	0.83
2.40	0.31	0.42	0.52	0.69
2.50	0.30	0.40	0.48	0.64
2.60	0.29	0.37	0.44	0.59
2.80	0.27	0.32	0.38	0.51
3.00	0.25	0.28	0.33	0.44
4.00	0.14	0.16	0.19	0.25
5.00	0.09	0.10	0.12	0.16
6.00	0.06	0.07	0.08	0.11
7.00	0.05	0.05	0.06	0.08
8.00	0.04	0.04	0.05	0.06
9.00	0.03	0.03	0.04	0.05
10.00	0.02	0.03	0.03	0.04

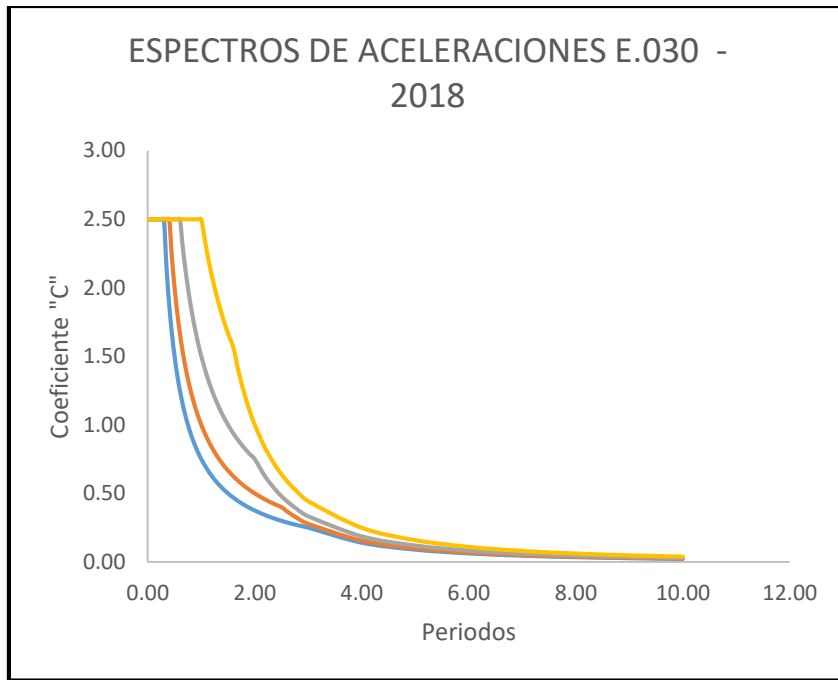


Figura 8. Plataforma del espectro de pseudo aceleraciones Norma E.030 -2018.

Se observa una variación en la forma del espectro de aceleraciones, analizándolas por separado y al igualar los perfiles de suelo de ambas Normas, es notorio la reducción que existe para cada una de estas plataformas, para ello en las siguientes figuras se observa la diferencia notoria y la reducción mencionada con anterioridad.

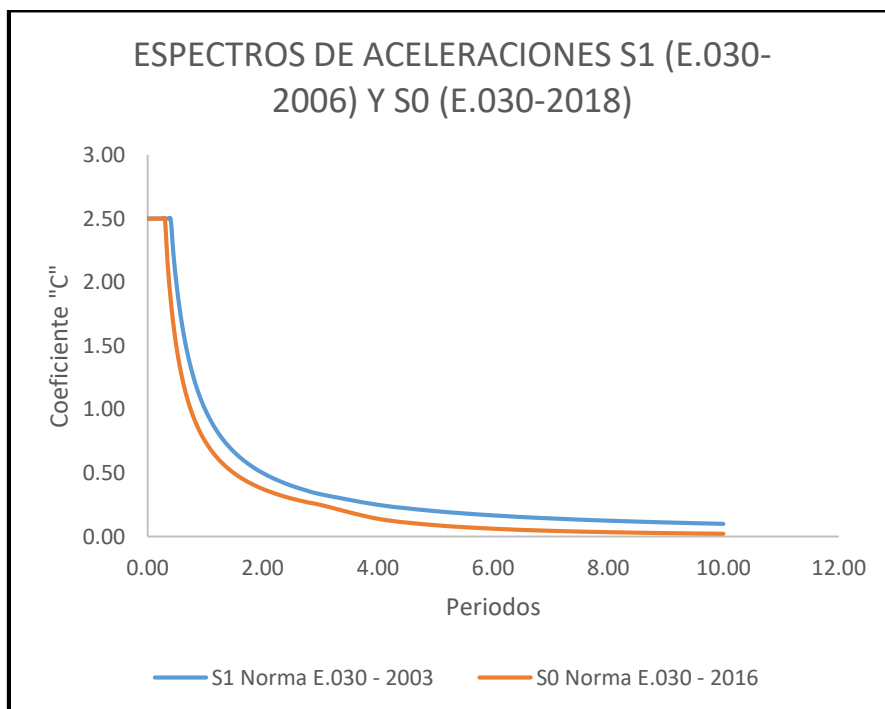


Figura 9. Plataforma de los espectros de pseudo aceleraciones.

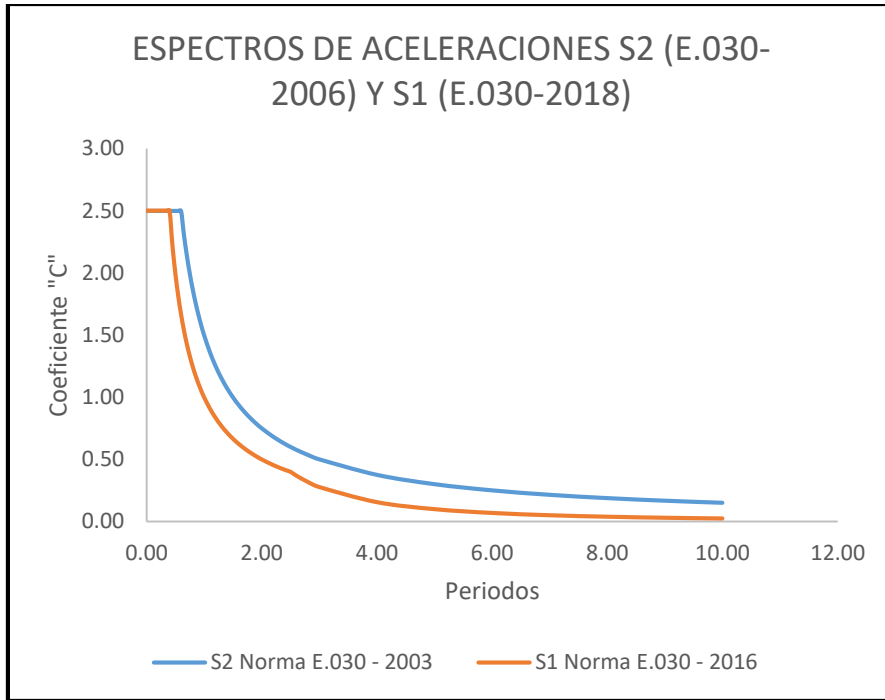


Figura 10. Plataforma de los espectros de pseudo aceleraciones.

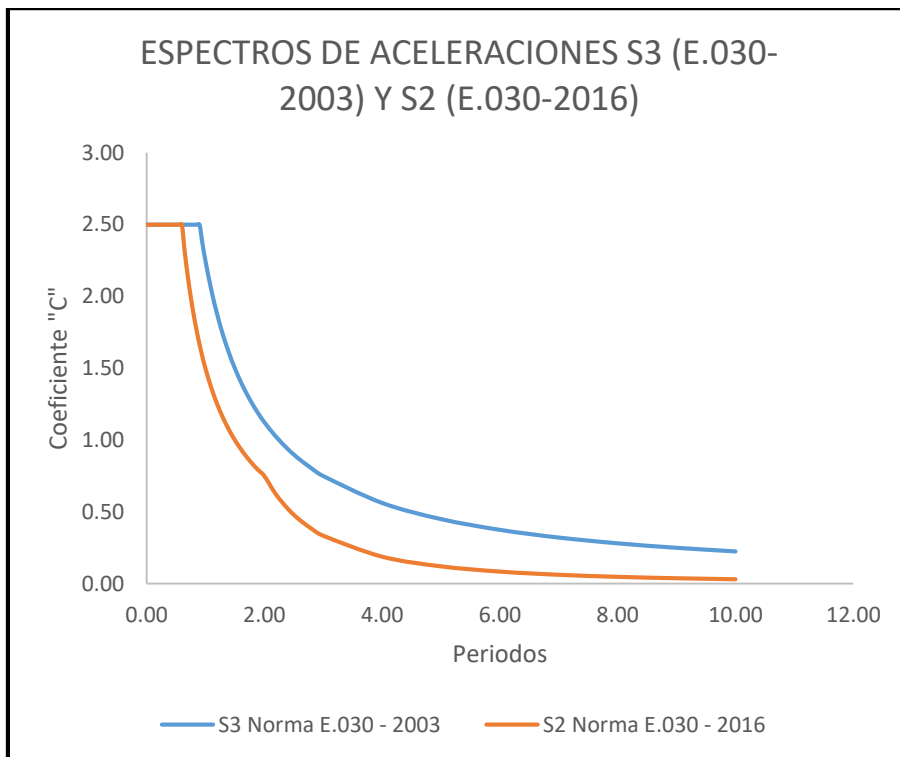


Figura 11. Plataforma de los espectros de pseudo aceleraciones.

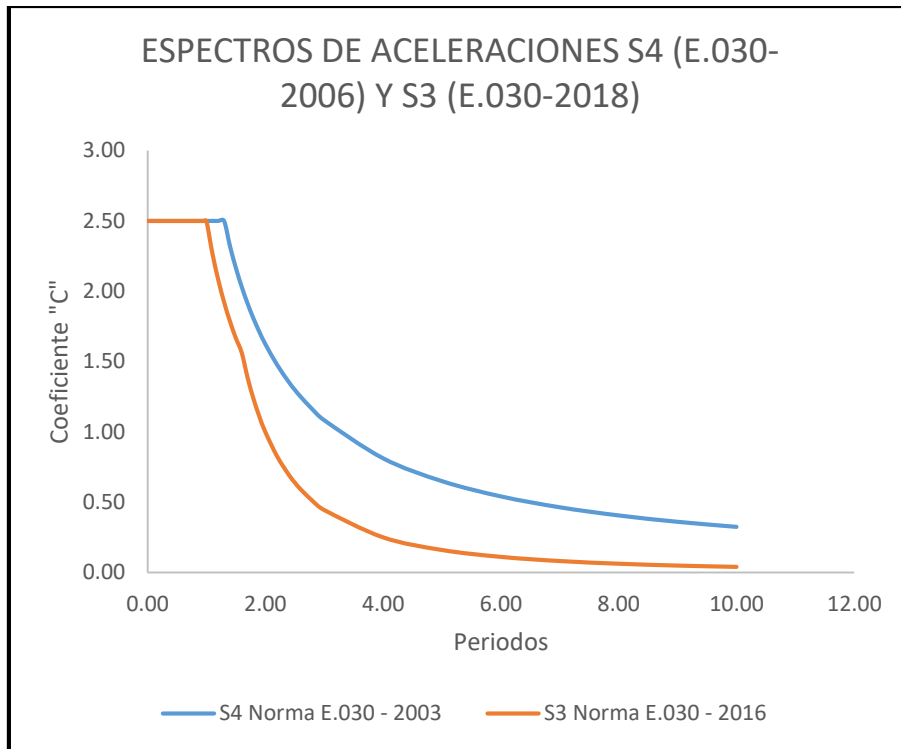


Figura 12. Plataforma de los espectros de pseudo aceleraciones.

Para el análisis en la dirección vertical se podrá usar un espectro con valores iguales a 2/3 del espectro utilizado para las direcciones horizontales para ambas Normas; sin embargo, para la Norma E.030 – 2018 se consideran los valores de “C” a excepción para zonas de periodos muy cortos ( $T < 0.2 T_p$ ) considerándose:

$$T < 0.2 T_p$$

$$C = 1 + 0.75 * \left(\frac{T}{T_p}\right)$$

para la Norma E.030 – 2006 se ha establecido que el criterio de combinación modal debe realizarse tomando el 25% de los valores absolutos sumados entre sí y el 75% del promedio de la raíz cuadrada de la sumatoria de las respuestas al cuadrado, dejando al final la opción cuadrática completa, la Norma E.030 – 2018 da como opción inicial, la realización de una combinación modal por medio de la combinación cuadrática completa.

La respuesta máxima elástica esperada ( $r$ ) corresponde al efecto conjunto de los modos diferentes de vibración empleados, se determina de la siguiente manera:

$$\sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j}$$

Donde  $r$  representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas. Los coeficientes de correlación se dan de la siguiente manera:

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{3/2}}{(1+\lambda^2)^2 + 4\beta^2(1+\lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_t}$$

Donde  $\beta$  es la fracción de amortiguamiento crítico constante, para todos los modos se tiene el valor de 0.05 y  $\omega_i$ ,  $\omega_t$  son las frecuencias angulares de los modos  $i$ ,  $j$ . La máxima respuesta podrá calcularse mediante la fórmula:

$$r = 0.25 * \sum_{r=1}^m |r_i| + 0.75 * \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

### **Combinación de respuestas estáticas y dinámicas**

Es necesario determinar las fuerzas totales en una estructura, incluyendo las que ya existen antes de la excitación dinámica de la estructura y las que resultan de dicho proceso. Para un sistema lineal las fuerzas totales pueden determinarse mediante dos análisis distintos: el análisis estático, debido a cargas vivas y muertas y cambios de temperatura. El análisis dinámico de la estructura que se encuentra sometida a una excitación variable en el tiempo. (Chopra, 2012, p. 28).

### **Comportamiento Estructural Ante Sismos**

Los daños causados por un sismo son variables, dependen del tipo de material y de estructura, los daños que más preocupan a los especialistas en este tema son los denominados cortante, caracterizados por grietas inclinadas en muros y columnas, estos pueden ocasionar un colapso en la estructura, es por esta necesidad que el

Reglamento Nacional de edificaciones hace mención al punto de Diseño sismorresistente. (Martínez y Wakabayashi, 1986, p. 29).

Según Giuliani (1987). Los elementos más rígidos son los que absorben más corte sísmico que los más flexibles, por ello deberán ser más resistentes, es decir, la resistencia de todo elemento estructural debe ser congruente con la rigidez. (p. 67).

En la práctica del diseño estructural sismorresistente, se han presentado casos muy complicados, pero siempre con la finalidad de mantener en equilibrio rigidez-resistencia, casos como torsión sísmica, piso flexible, vigas cortas, columna corta, elementos no estructurales, defectos constructivos entre otros.

Los últimos terremotos que afectaron ciudades construidas satisfaciendo normas sismorresistentes vigentes, evidenciaron un hecho aún desconocido, muchos de los edificios actualmente considerados sismorresistentes carecen de una adecuada compatibilización del diseño arquitectónico, pudiendo fácilmente provocar un colapso parcial o total, como el que ocurrió en México en septiembre del 1985. Para evaluar la capacidad de resistencia sísmica de un edificio, se debe comenzar por detectar toda interferencia que proviene del diseño arquitectónico, conduciendo a un escalonamiento de su capacidad resistente al sismo, también se considerará la conveniencia de reforzar la estructura satisfaciendo un coeficiente sísmico mayor. (Giuliani, 1987, p. 69).

### **Cuantía de acero en los elementos estructurales**

Se dan a conocer las cuantías mínimas, deseables y máximas mostradas en la Norma E.060- 2009 Concreto Armado que pueden ser aplicadas en cada elemento estructural, estas cuantías son equivalentes para todo tipo de sistema constructivo, mencionado en esta Normativa. Para el diseño de las vigas, las cuantías mínimas se calculan con la siguiente fórmula:

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

Esta cuantía mínima se aplica siempre y cuando el valor de  $f'_c$  sea menor a 400 kg/cm<sup>2</sup>.

$$\rho_{mín} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

De igual forma, este valor es aplicable siempre y cuando  $f'_c$  sea menor a 400 kg/cm<sup>2</sup>.

Para la cuantía deseable de una viga, se interpreta que las deformaciones de concreto, de acero en tracción llegan al máximo, es decir, cuando el concreto llegue a su capacidad máxima de aplastamiento, 0.003, el acero en tracción llegue a su capacidad de fluencia, 0.0021.

$$\rho_b = \beta_1 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

Entonces, la cuantía máxima para una viga, se determina como un porcentaje de la cuantía balanceada:

$$\rho_{máx} = 0.75 \rho_b$$

No obstante, para zonas con sismicidad alta, este porcentaje tiende a disminuir, proponiendo que el acero del elemento estructural llegue a su máxima capacidad de fluencia, entonces el elemento tendrá una falla dúctil, permitiendo la evacuación de las personas, se expresa de la siguiente manera:

$$\rho_{máx} = 0.50 \rho_b$$

Para el refuerzo longitudinal en las columnas la cuantía mínima es de 1%, no debiendo exceder el 6% del área total de la sección transversal, si dicha cuantía excede el 4% estos detalles deben estar incluidos en los planos constructivos.



Si las viguetas de una losa aligerada funcionan como una sección rectangular, el acero mínimo será el mismo para un elemento en flexión, como es el caso de una viga peraltada.

$$\rho_{mín} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

La cuantía máxima para una vigueta, será un porcentaje de la cuantía balanceada, así como:

$$\rho_{máx} = 0.75\rho_b$$

Para las losas macizas, el acero mínimo es igual a la cuantía de temperatura.

$$\rho_{mín} = 0.0018$$

El acero de temperatura se determina a partir de una cuantía mínima, en estos casos, se utiliza el acero G60 de esfuerzo a la fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

$$\rho = 0.0018 \rightarrow f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Para zapatas, placas o muros la cuantía mínima se da por:

$$\rho_{mín} = 0.0018$$

La cuantía máxima de losas, zapatas, placas o muros de semi- sótano es:

$$\rho_{máx} = 0.75\rho_b$$

### **Refuerzo estructural**

A la estructura de cualquier edificación se le considera como armadura del edificio, puesto que es el soporte general, considerada como la columna vertebral que, una vez concluida su construcción recibirá las instalaciones sanitarias, eléctricas y de gas,

incorporación de muros, puertas, ventanas, cubiertas y finalmente los acabados. La característica principal de las edificaciones es que están compuestas de acero, este material proporciona alta resistencia y un módulo de elasticidad, además de ser soldable y de presentar maleabilidad y dureza; por ello pueden ser sometidos a cargas presentando deformaciones mínimas, poseen ductilidad alta que al ser sometidos a grandes esfuerzos presenta un comportamiento esfuerzo- deformación linealmente. Hay aceros con alta resistencia y baja aleación, que se observan en la Norma ASTM (norma internacional encargada de controlar la calidad de procesos y materiales industriales), los cuales presentan límites de fluencia entre 42.000 psi (2.940 kg/cm<sup>2</sup>) hasta 65.000 psi (4.550 kg/cm<sup>2</sup>), entre otros. (Construcción de elementos estructurales en concreto, 2010, p. 45).

El acero aporta una gran resistencia a la fluencia, considerando que dicho material tiene 15 veces la resistencia a la compresión que la que ofrece el concreto, además, una resistencia a tensión 100 veces superior a la del concreto.

### **Características del refuerzo**

En el mercado se encuentra una gran variedad de aceros, tanto lisos como corrugados, este último permite mayor adherencia con el concreto puesto que está conformado por estrías y espaciamentos en su superficie, en el cuadro 6 se observan los aceros comerciales, fabricados con sección circular, en longitudes de 6 m y 12 m y en diámetros de 1/2", 5/8", 3/4", 7/8" y 1".

Cuadro 6. Dimensiones nominales de las barras de refuerzo.

<b>Dimensiones nominales de las barras de refuerzo (Diámetros basados en octavos de pulgada)</b>					
<b>Designación de la barra</b>	<b>Diámetro de referencia en pulgadas</b>	<b>Dimensiones nominales</b>			<b>masa kg/m</b>
		<b>Diámetro mm</b>	<b>Área mm<sup>2</sup></b>	<b>Perímetro mm</b>	
Nº 2	1/4"	6,4	32	20,0	0,250
Nº 3	3/8"	9,5	71	30,0	0,560
Nº 4	1/2"	12,7	19	40,0	0,994
Nº 5	5/8"	15,9	199	50,0	1,552

N° 6	3/4"	19,1	284	60,0	2,235
N° 7	7/8"	22,2	387	70,0	3,042
N° 8	1"	25,4	510	80,0	3,973
N° 9	1 1/8"	28,7	645	90,0	5,060
N° 10	1 1/4"	32,3	819	101,3	6,404
N° 11	1 3/8"	35,8	1006	112,5	7,907
N° 14	1 3/4"	43,0	1452	135,1	11,380
N° 18	2 1/4"	57,3	2581	180,1	20,240

Fuente: Construcción de elementos estructurales en concreto, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR- 98 (p. 49).

### **Diseño en concreto Armado**

En la actualidad existen dos métodos de diseño en concreto armado, diseño elástico o por cargas de servicio y el de diseño por rotura o por resistencia última, este último se fundamenta en la predicción de la carga que genera la falla del elemento en estudio y a la vez realiza el análisis del modo de colapso. Este método considera el comportamiento inelástico del acero y el concreto, por ello se estima mejor la capacidad de carga de la pieza, a la vez permite evaluar la ductilidad de la estructura y permite utilizar coeficientes de seguridad para diferentes tipos de carga, (Harmsen, 2002, p.4).

Para realizar el diseño de vigas, el valor de “Mn” se define como el momento nominal de la sección, mientras que “ØMn” viene a ser la resistencia que se utiliza para flexión de un elemento, que consiste en la resistencia teórica multiplicada por el factor de reducción de resistencia, este factor de resistencia utilizable por flexión de un elemento debe ser igual al momento factorizado calculado “Mu”. (McCormac y Brown, 2011, p. 67).

Cuando la deformación unitaria es mayor a la deformación de cedencia  $\epsilon_{yt} = 0.0021$ , da entender que el comportamiento de la viga es dúctil, puesto que el acero fluye antes de que el concreto se aplaste. La sección de la viga está controlada por compresión siempre que la deformación del concreto llegue al valor de 0.003 antes que fluya el

acero y la falla ocuriente se le denomina falla frágil, esto genera el colapso del elemento.

Si un elemento a flexión presenta una falla dúctil, la deformación unitaria del acero es de  $\varepsilon_t \geq 0.005$  y la deformación unitaria del concreto es de 0.003 pero para cuando el valor de  $\varepsilon_t$  esté entre 0.0021 y 0.005 la sección se encuentra en una zona de transición, es decir entre una zona controlada por compresión y una zona controlada por tracción; en nuestro país los factores son: para flexión 0.90, para compresión 0.70, para estribos 0.75 y para cortante y torsión 0.85.

Para los elementos que ya trabajan a flexión pero que la carga axial es menor a  $0.10f'_cA_y$ , que probablemente se trate de una viga, esta no puede tener deformación unitaria menor a 0.004, en cambio para elementos que trabajen a compresión y la carga axial es mayor a  $0.10f'_cA_y$ , la deformación unitaria no puede ser menor a 0.004.

El momento nominal multiplicada por el factor correspondiente es:

$$\phi M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Es necesario distinguir las vigas que ocasionalmente presentan acero en compresión se les denomina “acero en compresión” y para las que tengan acero en tracción y compresión a la vez, se les denomina “doblemente reforzadas”.

Los pasos para proceder a diseñar una viga a flexión después de conseguir los momentos máximos en la envolvente y haber tenido en cuenta el punto 21.5.2.2. de la Norma E.060 Concreto Armado son los siguientes:

Paso uno, se va a verificar que la sección de la viga se encuentre controlada en tracción o compresión, esto se realiza mediante la siguiente verificación:

$$R_n > R_{nt}$$

Donde  $R_n$  resulta:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

Y  $R_{nt}$  viene representado por:

$$R_{nt} = \rho_t f_y \left(1 - 0.59 \rho_t \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

Siendo  $\rho_t$ :

$$\rho_t = \frac{0.85 f'_c \beta_1 0.003}{(\varepsilon_t + 0.003) f_y}$$

Se determina  $R_{nt}$  a partir de una sección donde solo se considera acero en tracción para una viga doblemente reforzada.

Si se da en caso en que cumpla que  $R_n > R_{nt}$  entonces se diseñará con los pasos que se van a ver a continuación, y en caso no se cumpla la expresión entonces la sección puede estar controlada en tracción donde la cuantía obtendrá el valor siguiente:

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}}\right)$$

Siendo el caso, el acero en tracción ( $A_s$ ) se calcula como  $\rho b d$ , luego se realiza el cálculo de  $\varepsilon_t$  para verificar que la deformación unitaria sea mayor o igual a 0.005, para que el valor de " $\phi$ " sea equivalente a 0.9, este permitirá hallar el momento nominal final o para flexión " $\phi M_n$ ", por último se realiza el momento generado por la fuerza en tracción en el punto por donde pasa la fuerza a compresión llamada " $C_c$ ".

Para finalizar, se espera que la resistencia nominal para flexión sea mayor que la que demanda.

$$\phi M_n \geq M_u$$

Paso dos, se determina el momento  $M_{nt}$  que genera el acero en tracción de la viga doblemente reforzada, para ello se aplica lo siguiente:

$$M_{nt} = \rho_t f_y \left(1 - 0.59 \rho_t \frac{f_y}{f'_c}\right) b d^2$$

Una vez que se halla  $M_{nt}$ , para el paso tres se genera un momento producido por el acero en compresión, deducido de la sección inicial.

$$M_n = M_{n1} + M_{n2}$$

Se expresa también:

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = M_{nt} + M'_n$$

Donde:

$$M'_n = \frac{M_u}{\phi} - M_{nt}$$

Paso cuatro, se determina el valor de “ $c'$ ” para el caso de la sección superpuesta, donde ocurre el  $M'_n$ , tenemos:

$$c' = \frac{0.003d}{\varepsilon_t + 0.003}$$

Paso quinto, se halla el valor de  $f'_s$ , con la fórmula siguiente:

$$f'_s = 0.003 \left( \frac{c - d'}{c} \right) E_s \leq f_y$$

Paso seis, en este paso se obtienen los valores reales del acero en tracción y compresión para la viga en estudio, se determina en  $A'_s$  de la sección real, generando momento en el punto donde se encuentra el acero en tracción, para ello se obtiene:

$$A'_s_{sección\ real} = A'_s_{sección\ superpuesta}$$

Donde:

$$A'_s_{sección\ real} = \frac{M'_n}{f'_s(d - d')}$$

Para obtener el  $A_s$  de la sección real, se debe tener en cuenta el cumplimiento de la relación  $A'_s f'_s = A_s f_y$ , adicionando el acero en tracción de la sección, para ello:

$$A_{s_{sección\ real}} = A_{s1_{s.\ superpuesta}} + A_{s2_{s.\ superpuesta}}$$

Donde:

$$A_{s_{sección\ real}} = \rho b d + \frac{M'_n}{f_y(d - d')}$$

Paso siete, en este punto se logra saber si el acero en compresión de la sección fluye o no, para ello hace algunas suposiciones; se asume que  $A'_s$  fluye, si esto sucede, entonces se obtiene el valor de  $\epsilon'_s$  siendo mayor o igual a 0.0021, si esto no ocurre se toma el caso de que  $A'_s$  no fluye, este nos otorga el valor que buscamos, es decir;  $\epsilon'_s \geq 0.0021$ .

Si se asume que  $A'_s$  fluye, entonces el valor de “c” será equivalente a:

$$c = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0.85f'_c b \beta_1}$$

Para el cálculo de  $\epsilon'_s$  se tiene:

$$\varepsilon'_s = \frac{c - d'}{c} 0.003 \geq 0.0021$$

Se debe cumplir también:

$$\varepsilon_t = \frac{0.003d}{c} - 0.003 \geq 0.005$$

Para que el valor de “Ø” sea 0.9, entonces ØM<sub>n</sub> se expresa de la siguiente manera:

$$\text{Ø}M_n = A'_s f_y \left( \frac{a}{2} - d' \right) + A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Cuando se asume que A<sub>s</sub> no fluye, entonces el valor de “c” se obtendrá con el cálculo de:

$$c = \frac{(A_s f_y - A'_s 0.003 E_s) \pm \sqrt{(A_s f_y - A'_s 0.003 E_s)^2 + 4(0.85 f'_c \beta_1 b)(A'_s 0.003 E_s d')}}{2(0.85 f'_c \beta_1 b)}$$

Para el cálculo de ε'<sub>s</sub> se tiene:

$$\varepsilon'_s = \frac{c - d'}{c} 0.003 \geq 0.0021$$

Se debe cumplir también:

$$\varepsilon_t = \frac{0.003d}{c} - 0.003 \geq 0.005$$

Para que el valor de “Ø” sea 0.9, entonces ØM<sub>n</sub> se expresa de la siguiente manera:

$$\text{Ø}M_n = \text{Ø}A'_s f'_s \left( \frac{a}{2} - d' \right) + A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$



Para realizar el diseño por corte de vigas, se debe tener en cuenta el punto 21.1 del capítulo 21 de la Norma E.060 Concreto Armado, en el cual señala los diferentes sistemas que resisten fuerzas laterales, donde hace mención, por ejemplo, al sistema de pórticos, donde por lo menos un 80% del cortante en la base que actúa sobre las columnas de dicho sistema, para un sistema dual, los pórticos serán diseñados para tomar por lo menos el 25% del cortante en la base y para muros estructurales, la resistencia predominante es generada por los muros, estos van absorber por lo menos el 80% del cortante que actúa en la base, estos porcentajes se muestran en la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente.

En el siguiente punto se realizará el diseño por capacidad, el cual consiste en generar los momentos nominales de la viga para una ampliación de cargas de 25%, de esta manera, la nueva carga genera nuevos momentos nominales, los cuales sirven para verificar si la viga presenta defectos tales como, que tenga mayor cuantía de acero por el efecto de flexión que por corte, generando una falla frágil debido a la fuerza cortante, si realizamos este diseño obtendremos espaciamientos nuevos siendo necesario. Este diseño se realiza para las secciones de la viga en situaciones diferentes, como veremos en los siguientes pasos:

Paso uno, para el diseño por capacidad se inicia por determinar la carga última que se aplica sobre la viga y se multiplica por un factor de ampliación de 1.25.

Paso dos, se pretende hallar la cortante isostática con la siguiente fórmula:

$$V \text{ isostática} = \frac{w_u l n}{2}$$

A esta se le adiciona la cortante hiperestática, que se determina de la siguiente manera:

$$V \text{ hiperestática} = \frac{(M_{nd} + M_{ni})}{l n}$$

Con el cálculo del cortante  $V_u$ , el paso tres consiste en tomar los momentos máximos nominales, para poder obtener un ajuste nuevo en los estribos para evitar que la viga falle por corte.

El siguiente paso es el diseño por flexocompresión para elementos sometidos a carga axial, este se realiza mediante una superficie de interacción que, por lo general se determina por puntos según sea aplicada la carga y el cambio de sitio del eje neutro.

Paso uno, para el diseño de una columna a flexocompresiónse toma una cuantía mínima que equivale a lo que indica la Norma E.060 Concreto Armado:

$$\rho = 1\%$$

Una vez que se tiene la cuantía, se determina el acero requerido para luego proceder a determinar la cantidad de varillas que se va a colocar, es preferible tomar un diámetro único para el acero longitudinal. Se debe verificar también que el espaciamiento de barra a barra sea lo que indica la Norma E.060- 2009. En caso se rectifique y el elemento requiera mayor cantidad de varillas, entonces se debe hallar la cuantía que realmente se ha colocado.

Paso dos, se procede a crear la sección en el programa ETABS con el acero hallado, de modo que realice la superficie de interacción en base a la resistencia obtenida por la sección de la columna y el acero que ha de colocarse.

Paso tres, en este paso se extrae del programa ETABS las solicitaciones, la carga axial y los momentos en ambas direcciones, es decir los esfuerzos: “P”, “M22”, “M33”, para casos de carga muerta, carga viva, y sismo en la dirección “X” e “Y”.

Paso cuatro, se procede a extraer todos los datos de la superficie de interacción, siendo una agrupación de diagramas de interacción para cada ángulo; en este caso, solo se trabaja con los diagramas pertenecientes al diagrama de interacción en dirección “Y” de 0° a 180° y para “X” de 90° a 270°, de esta manera se asegura que los puntos que demanda estén dentro de la superficie.

Paso cinco, se busca determinar la demanda sísmica por medio de las combinaciones obtenidas de la Norma E.060- 2009 para sismo en la dirección “X” e “Y”, tanto positivo como negativo para ambas direcciones.

Paso seis, para columnas con estribos se calcula la resistencia del concreto con la siguiente fórmula:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{140A_g}\right) bd$$

La resistencia para el acero se halla de la siguiente manera:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$$

Paso siete, se busca encontrar la zona de confinamiento “Lo” y “So” para ambos extremos del elemento, a partir de las caras de las vigas, hacia el centro de luz de la columna, los espaciamientos para “Lo” no puede ser menor que el mayor de: a)  $L_n/6$ , b) La máxima sección del elemento y c) 50 cm y para “So” no debe ser mayor al menor que: a)  $8\emptyset_{long.}$ , b) La mitad de la menor sección del elemento o c) 10 cm.

Para la zona no confinada, el espaciamiento no debe ser menor que: a)  $16\emptyset_{long.}$ , b)  $48\emptyset_e$ , c) La menor sección transversal del elemento, d).  $d/2$  o e). 30 cm.

Se tiene que verificar si los espaciamientos escogidos cumplen con  $\emptyset V_n \geq V_u$ .

Paso ocho, se busca el valor de la resistencia nominal al corte, para ello se aplica lo siguiente:

$$V_n = V_c + V_s$$

El factor de “ $\emptyset$ ” para diseño por corte es de 0.70 para refuerzo con estribos.

$$\emptyset V_n = \emptyset (V_c + V_s)$$

Se tiene que cumplir la condición, que la resistencia nominal a corte sea mayor o igual a la cortante demandada:

$$\phi V_n \geq V_u$$

A continuación, se realizará el diseño por corte para pórticos.

Paso uno, se procede a calcular la resistencia del concreto aplicando la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{140A_g}\right) bd$$

La resistencia que aporta el acero es:

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

Paso dos, se busca encontrar la zona de confinamiento “Lo” y “So” para ambos extremos del elemento, a partir de las caras de las vigas, hacia el centro de luz de la columna, los espaciamientos para “Lo” no puede ser menor que el mayor de: a) La mayor dimensión seccionada en la cara del nodo o donde pueda ocurrir mayor flexión, b)  $L_n/6$  y c) 50 cm y para “So” no debe ser mayor al menor que: a)  $1/3$  de la dimensión mínima del elemento, b)  $6\phi_{long.}$  y c) 10 cm.

Para la zona no confinada, el espaciamiento no debe ser menor que: a)  $10\phi_{long.}$ , b) 25 cm.

Se tiene que verificar si los espaciamientos escogidos cumplen con  $\phi V_n \geq V_u$ .

Paso tres, se busca el valor de la resistencia nominal al corte, para ello se aplica lo siguiente:

$$V_n = V_c + V_s$$

El factor de “Ø” para diseño por corte es de 0.70 para refuerzo con estribos.

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

Se tiene que cumplir la condición, que la resistencia nominal a corte sea mayor o igual a la cortante demandada:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Para el diseño de la losa aligerada, comprende dos aspectos importantes a considerar; el diseño por flexión y el diseño por corte. A continuación, se verán los pasos para diseñar por flexión una losa aligerada.

Paso uno, se deben obtener los momentos actuantes  $M_u$  para una vigueta de 0.40 m.

Paso dos, calcular la cuantía para el refuerzo, se procede a determinar la cuantía mecánica utilizando la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right)$$

Donde  $R_n$  se expresa con la siguiente ecuación:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

Paso tres, debido a la suposición de que el valor de “a” es menor o igual al de la losa superior, se procede a realizar la verificación del bloque comprimido. Para ello se considera que la vigueta trabajará como una viga rectangular.

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

Si se da el caso en que el valor de “a” sea menor a 5 cm. (e. de la losa), entonces la suposición que se realizó es la correcta, para ello la vigueta trabajará con un ancho  $b=40$  cm.

Para los momentos negativos, la sección se encuentra en otra situación donde la parte superior estará controlada por tracción y la parte inferior por compresión, para ello se debe asignar al diseño el ancho equivalente a  $b=10$  cm. Que tiene esta viga.

En la mayoría de diseños de losas aligeradas se cumple que el valor de “a” es menor a 5 cm., esto genera que para momentos positivos se debe considerar como una viga rectangular de ancho  $b=40$  cm., y para los momentos negativos se debe considerar como una viga de 10 cm.

Paso cuatro, para comprobar el procedimiento que se está siguiendo, se procede a reemplazar los valores que se han obtenido con anterioridad en la siguiente expresión:

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

Donde el valor de “Ø” será 0.9, cumpliéndose:

$$\phi M_n \geq M_u$$

El diseño por corte para losas aligeradas debe ser aportado por la resistencia a corte del concreto, se determina por la siguiente expresión.

$$\phi V_c = 0.85(0.53 \sqrt{f'_c} b d)$$

Siendo el caso de la no presencia de estribos, la resistencia del acero no se toma en cuenta, cumpliéndose.

$$\phi V_n = \phi V_c$$

Para ello, la resistencia nominal para la losa aligerada se basa en:

$$\phi V_c \geq V_u$$

El acero de temperatura es el resultado de una cuantía mínima de 0.0018, el cual permite encontrar el “Astemp” con la siguiente ecuación.

$$\rho_{temp.} = 0.0018bt$$

Para realizar el diseño de losas macizas, debe comprender un análisis por flexión y corte, en seguida veremos el procedimiento para diseñar por flexión.

Paso uno, se busca encontrar los momentos máximos  $M_u$  para un metro de losa maciza, sea negativo o positivo.

Paso dos, se calcula la cuantía de acero para los elementos que han sido sometidos a flexión, para ello se tiene la siguiente ecuación.

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right)$$

Donde  $R_n$  se expresa de la siguiente manera:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

Paso tres, se procede a calcular el “As” con la expresión:

$$As = \rho b t$$

Paso cuatro, se escoge la verilla de acero, por lo general se opta por el de  $\phi 3/8$ ” a  $\phi 1/2$ ”, con la finalidad de calcular los espaciamientos de las barras, para ello se aplica la siguiente fórmula:

$$S = \frac{A_{S_{barras}}(cm^2) * 1m}{A_{S_{total\ requerido}}(cm^2)}$$

Es necesario que la cuantía obtenida se encuentre dentro del rango siguiente:

$$\rho_{mínima}=0.0018 < \rho_{utilizada} < \rho_{máxima}=0.75\rho_b$$

Optando el “As”, la probabilidad de llegar a la resistencia nominal es completamente segura, debiéndose cumplir:

$$\phi M_n \geq M_u$$

El resultado del acero de temperatura, será una cuantía mínima de 0.0018, el cual permite encontrar el “Astemp”, como se observa:

$$\rho_{temp.} = 0.0018bt$$

Para zapatas combinadas y conectadas, el diseño comprende flexión, corte y punzonamiento, el procedimiento se va a observar en lo siguiente:

Paso uno, se busca obtener el  $\sigma_{adn}$ , resultado que se obtiene de la diferencia entre el esfuerzo del terreno y las cargas que son aplicadas:

$$\sigma_{adn} = \sigma_{terreno} - \left[ \left( \frac{\gamma_s + \gamma_c}{2} \right) D_f + s/c \right]$$

Paso dos, se determina la longitud de la zapata combinada “ $L_z$ ”, para que de esta manera se logre adquirir el valor de “ $B_z$ ”, para ello se tiene la siguiente expresión:

$$A_z = \frac{P_{s1} + P_{s2}}{\sigma_{neto}}$$

Paso tres, se grafica el diagrama de cortante y momento para la zapata combinada, para obtener el momento máximo.



Paso cuatro, se determina el valor del dimensionamiento del peralte de la zapata combinada:

$$d_{longitudinal} = \sqrt{\frac{M_u \text{ máx}}{\phi b R_n}}$$

El valor del momento máximo  $M_u \text{ máx}$  debe ser el momento amplificado para realizar el cálculo de “d”, el cual se determina con la siguiente ecuación:

$$f = \frac{1.4CM + 1.7CV}{CM + CV}$$

Paso cinco, se determinará el cálculo para hallar el valor de  $R_n$ :

$$R_n = \rho f_y \left(1 - 0.59\rho \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

La Cuantía mínima a utilizar, se calcula:

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

Paso seis, reconocer que el valor de la profundidad “Z” de la zapata está determinada por la suma del peralte del elemento, adicionando 10 cm.

$$Z = d + 10$$

Para verificar por corte se realizará a una distancia “d” para ello se tendrá el momento máximo cortante ubicado en el diagrama de corte, se procede a verificar la resistencia a corte del concreto con la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd$$

Cuando ocurre que la cortante nominal no es mayor a la cortante actuante, la zapata combinada necesitará acero de corte, para ello se determinan los siguientes pasos:

Paso uno, se determinará el valor de  $V_s$ :

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

Paso dos, se procede a determinar una separación aproximada para la resistencia de acero por corte, tomando en cuenta las ramas de acero vertical de los estribos, para ello se considera:

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

Para que se cumpla la relación de diseño por resistencia a corte, se verifica:

$$\phi V_c \geq V_u$$

Para el paso siete del diseño a flexión, se procede a calcular el acero a flexión longitudinal, el cual se determina por la siguiente expresión:

$$A_s = \rho L_z d$$

Paso ocho, el “ $A_s$ ” que se ha colocado no debe ser menor que el acero mínimo, el cual se halla con la siguiente fórmula:

$$A_{s \text{ mín}} = 0.80 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b d$$

Paso nueve, la separación del acero longitudinal de la zapata combinada, se determina con la siguiente expresión:

$$S = \frac{L_z - 2(\text{rec} + \frac{\emptyset \text{long}}{2})}{n_{\text{barras}} - 1}$$

Paso diez, para determinar el acero transversal, se toma a partir del momento último actuante en las secciones transversales para cada columna, donde el valor de  $M_u \text{ máx}$  se calcula con:

$$M_u \text{ máx} = f q_{\text{adn}} B_z \frac{v^2}{2}$$

Paso once, el valor de este momento  $M_u \text{ máx}$  debe ser un momento amplificado para calcular “d” en cual se determina como:

$$f = \frac{1.4CM + 1.7CV}{CM + CV}$$

Paso doce, se procede a calcular el valor del dimensionamiento del peralte de la zapata combinada:

$$d_{\text{transversal}} = \sqrt{\frac{M_u \text{ máx}}{\emptyset b R_n}}$$

Paso trece, luego, se procede a determinar el valor de  $R_n$ :

$$R_n = \rho f_y (1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c})$$

La cuantía mínima a utilizar, se calcula con lo siguiente:

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{14}{f_y}$$

Con los cálculos realizados, ya se tienen dos valores de “d” para la zapata, para que el diseño sea óptimo, se opta por tomar el mayor de ambos:

$$d_{diseño} = (d_{longitudinal}, d_{transversal})_{máx}$$

Se busca que se cumpla lo siguiente:

$$d_{longitudinal} > d_{transversal}$$

Paso catorce, se procede a realizar el cálculo del acero transversal, utilizando la siguiente fórmula:

$$A_s = \rho B_z d$$

Paso quince, el “As” que se ha colocado, no debe ser menor al acero mínimo, para ello se aplica la siguiente expresión:

$$A_{s\ mín} = 0.80 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b d$$

Paso dieciséis, para determinar la separación del acero transversal de la zapata, se hace uso de la siguiente fórmula:

$$S = \frac{B_z - 2(\text{rec} + \frac{\emptyset_{long}}{2})}{n_{barras} - 1}$$

Para realizar la verificación por punzonamiento de la zapata combinada, se realizan los siguientes pasos:

Paso uno, se realizará a “d/2” de las caras de las columnas, donde la cortante  $V_u$  se demuestra como:

$$V_u = q'_{adn} A_{col} - q'_{adn} \left( bc + \frac{d}{2} \right) (bc + d)$$

Paso dos, la resistencia nominal tendrá el valor del menor de las siguientes ecuaciones:

$$\phi V_n = \phi 0.53 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c b d}$$

$$\phi V_n = \phi 0.27 \left( \frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'_c b d}$$

$$\phi V_n = \phi 1.06 \sqrt{f'_c} b_0 d$$

Si la resistencia nominal resulta ser mayor que la cortante actuante, entonces se debe cumplir lo siguiente:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Para realizar el diseño de una zapata conectada se procederá a realizar el siguiente procedimiento, iniciando por el diseño por flexión de la zapata conectada:

Paso uno, se obtendrá el  $\sigma_{adn}$  que viene de la diferencia entre el esfuerzo del terreno y las cargas que fueron aplicadas:

$$\sigma_{adn} = \sigma_{terreno} - \left[ \left( \frac{\gamma_s + \gamma_c}{2} \right) D_f + s/c \right]$$

Paso dos, se obtendrá el diagrama de momentos y cortantes para la combinación de la carga última.

Paso tres, se predimensiona la viga de cimentación, este por lo general, tiene un peralte considerable, este predimensionamiento, será:

$$h = \frac{L_n}{9 \sim 7}$$

Paso cuatro, se procede a calcular el valor de “d” de la viga restando al total del valor del peralte 6 cm.

Paso quinto, para diseñar la viga de cimentación se tomará una cuantía en la parte superior, según la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right)$$

En la parte inferior se tomará la mitad del acero superior, este permitirá que la viga se comporte de una forma adecuada al corte, si se da el caso que se requiera estribos de confinamiento, en general estos se colocan por montaje, debido a que la cortante resulta ser mínima.

Paso seis, el diseño por corte de la viga de cimentación, se puede calcular como el cortante a la cara de la zapata, este va a ser el cortante máximo  $V_u$ , siendo la resistencia máxima del concreto:

$$\phi V_c \geq V_u$$

Para el diseño de la zapata sometida a la carga por la columna excéntrica, se verán los pasos a continuación, diseñándose por flexión.

Paso uno, se obtiene el  $\sigma'_{adn}$  para las dimensiones de la zapata a diseñarse.

Paso dos, se procederá a calcular el valor del dimensionamiento del peralte de la zapata conectada aplicando la fórmula siguiente:

$$d_{longitudinal} = \sqrt{\frac{M_u \text{ máx}}{\phi b R_n}}$$

El valor del  $M_{u\text{máx}}$  debe ser el momento amplificado, para el cálculo de “d” se determina:

$$f = \frac{1.4CM + 1.7CV}{CM + CV}$$

Paso tres, se determinará el valor de  $R_n$ :

$$R_n = \rho f_y \left(1 - 0.59\rho \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

La cuantía mínima a utilizar será:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

Paso cuatro, se procede a calcular el acero a flexión longitudinal, para ello se determina por la siguiente fórmula:

$$A_s = \rho L_z d$$

Paso quinto, el “ $A_s$ ” que se colocará no debe ser menor al acero mínimo, se halla con la siguiente expresión:

$$A_{s\text{mín}} = 0.80 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

Paso seis, se procede a determinar la separación del acero longitudinal de la zapata conectada, esta se determina con:

$$S = \frac{L_z - 2\left(\text{rec} + \frac{\emptyset_{\text{long}}}{2}\right)}{n_{\text{barras}} - 1}$$

Paso siete, se calculará el momento máximo actuante de la sección transversal de la zapata excéntrica:

$$M_{u\text{ máx}} = f q_{adn} B_z \frac{v^2}{2}$$

Paso ocho, El valor del  $M_{u\text{ máx}}$  debe ser el momento amplificado, para el cálculo de “d” se determina:

$$f = \frac{1.4CM + 1.7CV}{CM + CV}$$

Paso nueve, se procederá a determinar el valor del dimensionamiento del peralte de la zapata conectada:

$$d_{transversal} = \sqrt{\frac{M_{u\text{ máx}}}{\phi b R_n}}$$

Paso diez, se determinará el valor de  $R_n$ :

$$R_n = \rho f_y \left(1 - 0.59\rho \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

La cuantía mínima a utilizar será:

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

Con los cálculos realizados, se tienen dos valores de “d” para la zapata conectada, para que el diseño sea óptimo, se opta por tomar el mayor de ambos:

$$d_{diseño} = (d_{longitudinal}, d_{transversal})_{máx}$$

Se busca que se cumpla lo siguiente:

$$d_{longitudinal} > d_{transversal}$$



Paso once, se procede a realizar el cálculo del acero transversal, utilizando la siguiente fórmula:

$$A_s = \rho B_z d$$

Paso doce, el “As” que se ha colocado, no debe ser menor al acero mínimo, para ello se aplica la siguiente expresión:

$$A_{s \text{ mín}} = 0.80 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b d$$

Paso trece, para determinar la separación del acero transversal de la zapata, se hace uso de la siguiente fórmula:

$$S = \frac{B_z - 2(\text{rec} + \frac{\emptyset \text{long}}{2})}{n_{\text{barras}} - 1}$$

Para la zapata céntrica que forma parte de la zapata conectada, se sigue el mismo procedimiento de la zapata excéntrica.

Para realizar la verificación por corte se realiza a una distancia “d”, para ello, se debe tener el momento de cortante máximo que se ubica en el diagrama de corte.

Se procederá a verificar la resistencia a corte del concreto con la siguiente fórmula:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

Siendo el caso que la cortante nominal no sea mayor a la cortante actuante, entonces la zapata que se va diseñar necesita acero de corte, para ello se realiza el siguiente procedimiento:

Paso uno, se determinará el valor de  $V_s$ :

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

Paso dos, se determinará una separación aproximada para una resistencia de acero por corte, tomando en cuenta las ramas de acero verticales de los estribos, para ello se aplica:

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

Con el fin de cumplir la relación del diseño por resistencia a corte:

$$\phi V_c \geq V_u$$

Para realizar la verificación por punzonamiento de la zapata excéntrica que conforma la conexión, se seguirán los siguientes pasos:

Paso uno, se realizará a “d/2” de las caras de las columnas, donde el cortante  $V_u$  será:

$$V_u = q'_{adn} A_{col} - q'_{adn} \left( bc + \frac{d}{2} \right) (bc + d)$$

Paso dos, la resistencia nominal tendrá el valor del menor de las siguientes ecuaciones:

$$\phi V_n = \phi 0.53 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b d$$

$$\phi V_n = \phi 0.27 \left( \frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b d$$

$$\phi V_n = \phi 1.06 \sqrt{f'_c} b_0 d$$

Si la resistencia nominal resulta ser mayor que la cortante actuante, entonces se debe cumplir lo siguiente:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Para la realización del diseño para placas por flexocompresión, los elementos sometidos a cortantes grandes y carga axial, se realizará mediante una superficie de interacción, ésta está determinada por puntos según sea la variación de la aplicación de la carga y el cambio de sitio del eje neutro.

Para establecer la cuantía horizontal, la Norma E.060- 2009 de Concreto Armado, se tiene:

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} f_y} \geq 0.0025$$

Cumpléndose que el espaciamiento del refuerzo horizontal no sea mayor a tres veces el espesor del muro ni de 40 cm.

Para la cuantía vertical para placas de concreto armado, se tiene la siguiente fórmula:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{H_m}{L_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

Siendo “Hm” la altura total del muro, “Lm” la longitud total del muro, el refuerzo en horizontal, el espaciamiento del refuerzo vertical no puede exceder a tres veces el espesor del muro ni de 40 cm.

En la Norma E.060- 2009 de Concreto Armado señala que, para muros estructurales mayor a 20 cm, se debe restringir el refuerzo horizontal y vertical en ambos sentidos y en las dos caras del muro; además, debe emplear como mínimo dos capas de refuerzo cuando el muro tenga un espesor mayor a 20 cm.

$$V_u \geq 0.53 A_{cw} \sqrt{f'_c}$$

Paso uno, para diseñar la placa por corte, se procederá a calcular la cortante máxima actuante en el muro  $V_u$ , este se procede a reemplazarlo para hallar la resistencia  $\phi V_s$ :

$$\emptyset V_s = V_u - \emptyset V_c$$

La resistencia debido al concreto de calcula con la siguiente fórmula:

$$\emptyset V_c = \emptyset \alpha_c \sqrt{f'_c} A_{cw}$$

Paso dos, el valor de  $\alpha_c$  depende de la relación que existe entre la altura total del muro y la longitud total, tomando dos valores distintos, en concordancia con las fórmulas siguientes:

$$\frac{H_m}{L_m} \leq 1.50 \rightarrow \alpha_c = 0.80 \quad \text{ó} \quad \frac{H_m}{L_m} \geq 2.00 \rightarrow \alpha_c = 0.53$$

Paso tres, una vez hallado el valor de  $\emptyset V_s$  se divide entre el factor de resistencia 0.85, para lograr obtener  $V_s$ .

Paso cuatro, se generará la cuantía horizontal mediante la siguiente fórmula:

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} f_y} \geq 0.0025$$

Teniendo en cuenta el valor de cuantía mínima horizontal 0.0025.

Paso cinco, se hallará el valor de “Ash” para un metro de largo, valor a determinar con la fórmula siguiente:

$$Ash = \rho_h 100t$$

Paso seis, se determinará el espaciamiento del refuerzo horizontal.

$$S = \frac{A_v}{A_{sv}/m}$$

Siendo el caso en que se requiera acero en dos capas, se multiplicará por dos el valor de la barra que se va a usar.

Paso siete, se generará la cuantía vertical utilizando la siguiente expresión:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{H_m}{L_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

Teniendo en cuenta que la cuantía mínima es 0.0025.

Paso ocho, se hallará el valor de “Ash” para un metro de largo, valor a determinar con la fórmula siguiente:

$$Ash = \rho_v 100t$$

Paso nueve, se determinará el espaciamiento del refuerzo vertical.

$$S = \frac{A_v}{A_{sv}/m}$$

Hasta el momento se tiene el refuerzo del muro en su totalidad, sin tomar en cuenta si la placa tiene núcleos de borde, para ello, se puede estimar que el esfuerzo a compresión máximo sea mayor a  $0.20f'_c$ , se opta por los núcleos de borde:

$$\sigma_{comp\ máx} = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I}$$

Paso diez, se determinará el valor de “c” que varía debido a la posición del eje neutro:

$$c = \left( \frac{\alpha + \omega}{0.85\beta_1 + 2\omega} \right) l_w$$

Donde el valor de  $\alpha$  y  $\omega$  son:

$$\alpha = \frac{N_u}{hl_w f'_c} \quad y \quad \omega = \rho_v \frac{f_y}{f'_c}$$

Paso once, las dimensiones de los núcleos de borde son verticales, iniciando en “t” y la dimensión horizontal se deduce como “2t” o “0.1Lm”.

Paso doce, para los núcleos de borde se estiman una cuantía mínima de 1%.

Paso trece, se calcula la carga última en el elemento de borde utilizando la siguiente fórmula:

$$P_{u\ conf} = \frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{L}$$

Paso catorce, una vez realizado el cálculo anterior, ahora se procede a calcular la carga axial que actúa en el elemento de borde, siendo este, menor a  $\emptyset P_n$ :

$$\emptyset P_n = 0.80\emptyset [0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Donde se debe cumplir la relación de  $\emptyset P_n \geq P_{u\ conf}$  y el factor de “ $\emptyset$ ” para que los elementos trabajen a cargas axiales de 0.7.

Paso quince, para determinar el refuerzo transversal para elementos de borde de la placa, se realiza con el mayor resultado que otorga cualquiera de las dos expresiones siguientes:

$$A_{sh} = 0.3Sb_c \frac{f'_c}{f_y} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09Sb_c \frac{f'_c}{f_y}$$

El valor de  $A_{ch}$  es el área de la sección transversal, siendo medida desde los bordes exteriores del refuerzo transversal.

Paso dieciséis, para estimar el espaciamiento, se realiza con el menor valor de:

$$S = \min\left(\frac{t_{\min}}{4}, 8d_b, 20\right) \text{ cm}$$

Una vez que se haya determinado el refuerzo total de la placa, se debe verificar el espaciamiento de barra a barra, punto que se encuentra en la Norma E.060- 2009.

Paso diecisiete, se procede a crear la sección en el programa ETABS utilizando el acero respectivo de manera que pueda realizarse la superficie de interacción en la base de resistencia que ha de ser obtenida por la sección de la columna y el acero a colocarse.

Paso dieciocho, en este punto se extrae del programa las solicitaciones, carga axial y momentos en ambas direcciones, siendo los esfuerzos denominados: “P”, “M22”, y “M33”, para la carga muerta, viva y sismo en la dirección “X” y sismo en la dirección “Y”.

Paso diecinueve, se procede a extraer todos los datos de la superficie de interacción, siendo esta una agrupación de diagramas de interacción un ángulo determinado, en este caso solo se trabajará con los diagramas que pertenecen al diagrama de interacción en la dirección “Y” de 0° a 180° y para “X” de 90° a 270°, para que de esta manera asegurar los puntos que se encuentran dentro de la superficie.

Paso veinte, se determinará la demanda sísmica por medio de combinaciones que se obtienen de la Norma E.060- 2009, para sismos positivos y negativos en la dirección “X” e “Y”.

Para el diseño de las escaleras se realizará por flexión o corte, en el siguiente procedimiento se realizará la descripción del procedimiento para el diseño por flexión.

Paso uno, se procede a calcular “ $h_m$ ” del elemento, utilizando lo siguiente:

$$h_m = \frac{(\sqrt{P^2 + CP^2})t}{P \cos\theta} + \frac{CP}{2}$$

Paso dos, las cargas serán aplicadas sobre el elemento, el cual puede tomarse como una simulación de una viga con apoyos que son determinados en sus extremos, cargas de peso propio, acabados y sobrecarga, con los datos obtenidos se podrán encontrar los momentos positivos y negativos. A continuación, se verán los factores que regulan los momentos que están apoyados en la escalera.

$\alpha$ :

1= Muros de albañilería, vigas chatas y losas

0.9= Vigas peraltadas

0.8= Muros de concreto armado

Para el cálculo de la cuantía del acero longitudinal se aplica la siguiente fórmula:

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right)$$

La expresión  $R_n$  se verá a continuación:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

El acero longitudinal que se requiere para 1 m de losa, se calcula con:

$$A_s = \rho 100d$$

El espaciamiento se va a calcular:

$$S = \frac{2A_b}{A_{req./m}}$$

El acero transversal que se requiere para 1 m de losa, se calcula con una mínima cuantía de  $\rho = 0.0018$ , se expresa de la siguiente manera:

$$A_s = \rho 100d$$



El espaciamiento del acero se halla con la fórmula:

$$S = \frac{2A_b}{A_{req.}/m}$$

### **Descripción de la norma a usar**

#### **Norma Técnica E.030-2006**

Un edificio se debe diseñar para satisfacer las necesidades funcionales, sociales y estéticas, por otro lado, estas deben garantizar la seguridad estructural. La Norma establece condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmicamente considerable, de acuerdo a los principios del Diseño Sismorresistente, aplicadas en todas las edificaciones nuevas, colocar refuerzo a las que ya existen y reparar a las edificaciones dañadas por acción sísmica. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (Perú). (Norma E.030 del RNE, 2006, p. 12).

#### **Principios Del Diseño Sismorresistente**

En la Norma E.030 diseño sismorresistente se establecen condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento adecuado, de acuerdo a la filosofía del diseño sismorresistente de evitar pérdidas de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos, minimizar los daños a la propiedad; se sabe que no es sencillo dar protección total frente a sismos, no es económicamente factible para la gran mayoría de estructuras, es por ello que según el Reglamento Nacional de Edificaciones, en la Norma E.030 Diseño sismorresistente, (2006). los principios para el diseño se basan en que la estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas con la ocurrencia de un sismo severo y esta debería soportar movimientos sísmicos moderados, ocurridos en un sitio durante su vida de servicio, experimentando daños dentro de los límites establecidos. (p. 208).

#### **Norma Técnica E.030-2018 Diseño Sismorresistente**

Se ha logrado observar que en la norma E.030-2006 solo se toman en cuenta dos principios del diseño sismorresistente, a partir de ciertas modificaciones que se han ido

realizando a través del tiempo, a la Norma actual se ha incorporado un alcance a cerca de las edificaciones esenciales, estas mantienen consideraciones especiales que están orientadas a que las edificaciones permanezcan operativas luego de un sismo severo.

### **Norma Técnica E.020-2006 Cargas**

Esta Norma proporciona valores mínimos para cargas vivas y muertas que competen a la edificación en su totalidad, según su uso. Con la finalidad de que las edificaciones deberán ser capaces de soportar las cargas que se les consignan, sin causar esfuerzos ni deformaciones que excedan los parámetros que están establecidos para cada material estructural. Estas cargas mínimas están dadas bajo condiciones de servicio, la cual se complementa con la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente y con otras Normas que se encargan del diseño de los materiales o elementos estructurales.

### **Norma Técnica E.060 Diseño en Concreto Armado del año 2006**

Esta Norma fija requisitos y exigencias mínimas para el análisis, diseño, materiales, construcción, control de calidad y supervisión de estructuras de concreto armado.

La estructura debe comprenderse como un sistema o conjunto de partes y componentes que se combinan ordenadamente para cumplir una función dada. el fin del diseño de un sistema es la optimización de ésta, con el fin de encontrar todas las soluciones posibles, lograr una solución óptima es imposible, sin embargo, se puede optimizar con determinado criterio, el peso, el costo mínimo, tomando en cuenta que no existen soluciones únicas sino razonables. (Morales, 2016. p.8).

### **Análisis de cargas estáticas**

#### **Metrado de cargas**

Es una técnica de estimación de cargas que actúan sobre elementos estructurales de la edificación. Es un proceso de aproximación puesto que, por lo general se desprecian los efectos de hiperestaticidad producidos por los momentos flectores. Al metrar cargas se debe pensar en la manera como se apoya un elemento sobre otro, las cargas existentes en un nivel se transmiten a través de la losa de techo hacia las vigas o muros que soportan; las vigas transmiten carga a las columnas, las columnas transmiten la

carga hacia las zapatas y para finalizar, las cargas pasan a actuar sobre el suelo de cimentación (San Bartolomé, 1998, p. 22).

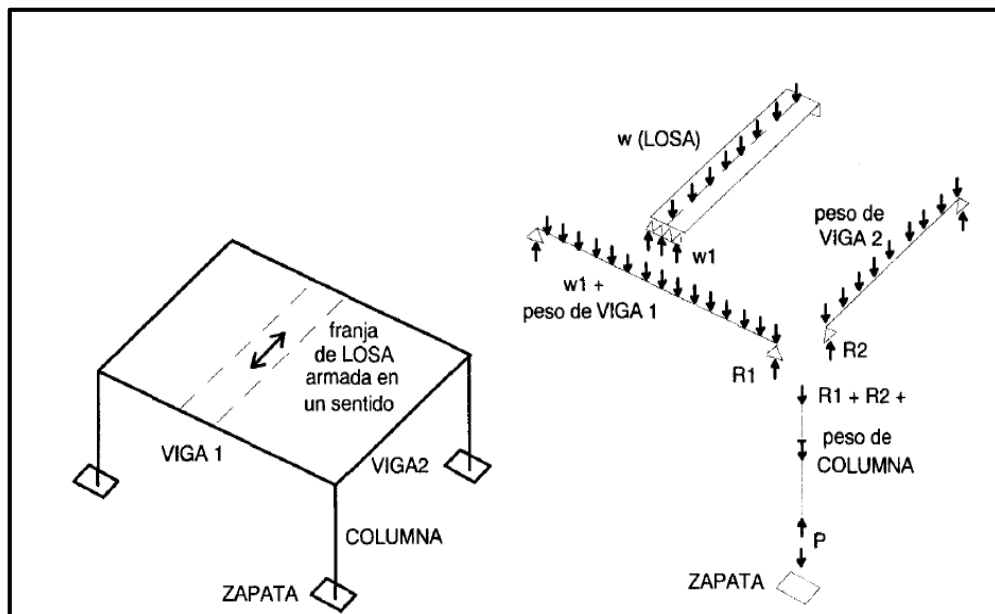


Figura 13. Transmisión de las cargas verticales

Fuente: Análisis de Edificios. (1998, p. 22).

## Tipos de carga

### Cargas estáticas

Estas cargas se aplican sobre una estructura de manera lenta, lo que hace que se originen esfuerzos y deformaciones que alcanzan sus valores máximos con la carga máxima, estas solicitaciones no producen vibraciones en la estructura.

### Cargas muertas (CM)

Cargas por gravedad, actúan durante la vida útil de la edificación, Las intensidades de estas cargas no varían con el tiempo, siendo una carga permanente que incluye el peso propio de todos los elementos estructurales de la edificación, tales como: cimentación, muros portantes y no portantes, losas, vigas, columnas, puertas ventanas, instalaciones. En el análisis estructural estas acciones se idealizan generalmente como cargas distribuidas uniformes o fuerzas puntuales. (Abanto, 2002, p. 112).

En la construcción se trabaja con tres tipos de materiales: concreto, acero, y albañilería, por ello se define a continuación algunos parámetros de diseño:

<i>Material</i>	<i>Peso específico (kg/m³)</i>	<i>Coficiente de Poisson</i>	<i>Módulo de elasticidad (kg/cm²)</i>
Concreto	2400	0,15 a 0,20	$E_c = 15000 \sqrt{f'_c}$
Acero	7800	0,27 a 0,30	$E_s = 2,1 \times 10^6$
Albañilería	1800	0,25	$E_m = 500 f'_m$

Figura 14. Parámetros de diseño.

Fuente: Análisis y Diseño de Edificaciones de Albañilería. (2002, p. 112).

### **Cargas vivas (CV)**

Cargas por gravedad móviles, que actúan con poca frecuencia sobre los ambientes del edificio, así como el peso de las personas, muebles, mercancía, agua, equipos removibles, puente grúa, entre otros. Su magnitud depende del uso al cual se les destinen los ambientes. Estas cargas varían con el tiempo. En el análisis estructural las cargas vivas se consideran distribuidas sobre toda el área del piso como cargas uniformes, estas cargas mínimas repartidas se encuentran ubicadas en la Norma E.020 Cargas, esta tabla se muestra en anexos, cuadro 7.

### **Cargas dinámicas**

Su magnitud, dirección y sentido varían rápidamente con el tiempo, por ello los esfuerzos y desplazamientos que se originan en la estructura también cambian con el tiempo, cuando ocurre la máxima respuesta estructural no necesariamente coincide con la máxima solicitación.

### **Sismos**

Las ondas sísmicas generan aceleraciones en las masas de la estructura, por ello las fuerzas de inercia varían a lo largo del tiempo, las estructuras convencionales pueden ser analizadas con la aplicación de cargas estáticas equivalentes a las producidas por el sismo.

## Norma Técnica E.070 Albañilería del año 2006

### Albañilería Confinada

Las previsiones se aplican a edificaciones hasta 5 pisos o 15 m de altura. Para este tipo de edificaciones se tiene como supuesto que la falla final se produce por fuerza cortante en los entrepisos bajos de la edificación, el diseño de muros debe orientarse a evitar fallas frágiles y a mantener unificación entre el panel de albañilería y los confinamientos verticales, evitando el vaciamiento de la albañilería.

Para Abanto (2002) la albañilería confinada es un sistema de construcción que resulta de la superposición de unidades de albañilería unidas entre sí por un mortero líquido, formando un conjunto monolítico llamado muro. [...] estas construcciones son populares ya que se tienen ambientes con dimensiones medianas que varían en 3.00 a 4.50 m, por ello resulta muy conveniente que los elementos verticales que sirven para limitar los espacios tengan funciones estructurales, los muros de ladrillo son los que cumplen con dos requisitos y adicionalmente tienen un buen aislamiento térmico y acústico. Siendo estas construcciones muy populares, representa aproximadamente el 60%- 70% en el ámbito urbano, la diferencia corresponde a otros sistemas, aperturado, dual, entre otros. Mientras en que el ámbito rural se mantiene en un 80% respecto a construcciones a base de adobe, madera, etc. (p. 15).



Figura 15. Edificación de albañilería confinada.

Fuente: Análisis y Diseño de Edificaciones de Albañilería. (2002, p. 16).

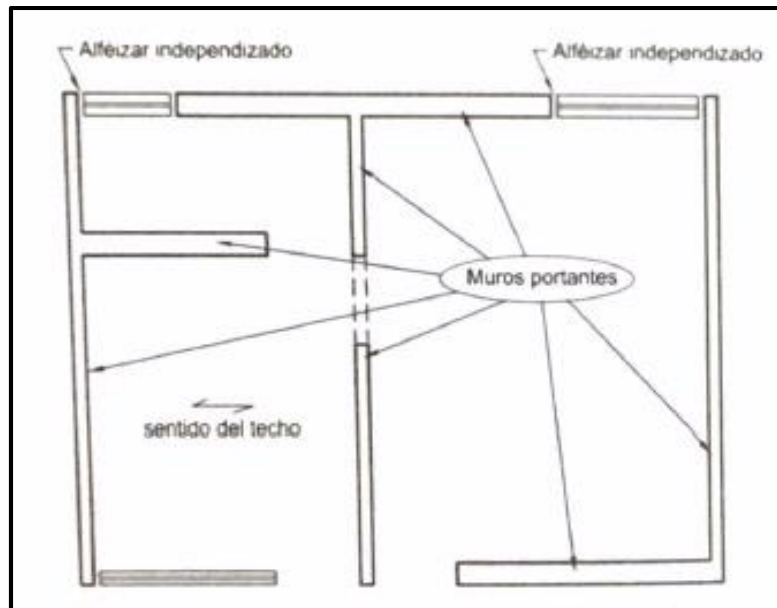


Figura 16. Esquema de estructura de albañilería confinada.

Fuente: Análisis y Diseño de Edificaciones de Albañilería. (2002, p. 100).

### **Albañilería reforzada**

Según Gallegos y Casabonne (2005) Este tipo de albañilería debe ser empleada en lugar de la albañilería simple, siempre y cuando haya esfuerzos de tracción en la estructura, de esta manera se harán más fuertes, más seguras y a la vez más económicas, este tipo de albañilería es más conveniente que el concreto armado y lo más importante, éste conduce a un increíble ahorro del tiempo. (p. 66). [...] Este tipo de albañilería se ha empleado en muchas situaciones para construir elementos, tales como vigas, losas y muros de contención, donde los efectos son principalmente de flexión, en los que es necesario proveer competencia a la tracción a la albañilería. (p. 261).

### **Causas de las fallas sísmicas**

Las causas principales implicadas en las fallas sísmicas de las construcciones de albañilería se muestran a continuación:

Carencia de refuerzo. O insuficiencia de acero de refuerzo, es la causa principal del fracaso de los muros de las edificaciones de albañilería, los muros no portantes, muros portantes de edificaciones sin diafragmas horizontales y muros portantes con

diafragmas horizontales competentes que han llegado a causar la destrucción total de la edificación.

Configuraciones defectuosas. Llamados también muros portantes que no llegan al suelo, estas producen fallas estructurales de piso blando (fallas carentes de ductilidad necesaria), este tipo de falla se observa en la figura 7, falla ocurrida en Arequipa (julio de 2001).

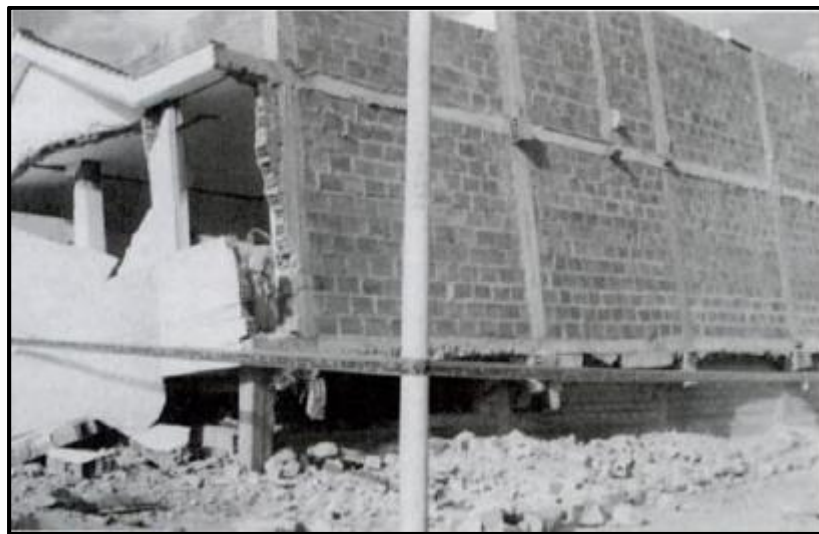


Figura 17. Arequipa (Perú). Colapso debido a la falla de piso blando, generado por la densidad mínima de muros en dirección transversal.

Fuente: Albañilería Estructural (2005, p. 379).

Muros con rigideces relativas muy desiguales. Estas deben controlarse de manera que no haya concentración de cortante en pocos muros.

Diafragmas incompetentes. Esta falla desarma la estructura y modifica el comportamiento crítico estructural, se debe al empleo de muros portantes de albañilería junto con diafragmas de losas nervadas unidireccionales tipo aligerado.

Unidades de albañilería frágiles. Esta falla se da cuando los esfuerzos prioritarios son de tracción por flexión perpendicular al plano del muro. Estas unidades fallan frágilmente en compresión y producen albañilería que tienen la misma deficiencia.

### **Sismo- resistencia en albañilería**

Para Gallegos y Casabonne (2005) La filosofía sismo- resistente aplicable a edificaciones comunes, así como los multifamiliares, han impuesto a través del desarrollo de la ingeniería sísmica: No es económico mantener el comportamiento elástico de la estructura para sismos severos, esto implica incorporar acero. No es posible precisar la intensidad máxima de un fenómeno natural aleatorio. En estructuras complejas el comportamiento dinámico en el rango elástico puede ser incierto e incluir amplificaciones severas por resonancia. En estructuras existentes diseñadas para fuerzas muy inferiores a las que han sufrido durante un sismo que se han comportado correctamente. [...] Para lograr que el comportamiento de las edificaciones cumpla con los objetivos de la filosofía sismo- resistente se requiere resolver las fallas ocurridas. (p. 380).

Se deben preferir las edificaciones diafragmadas, donde los entrepisos, techo y cimentación actúen como diafragmas horizontales integrando a los muros portantes para lograr un buen comportamiento unitario ante acciones laterales, si se logran edificaciones sismo- resistentes sin diafragmas horizontales, éstas deben limitarse por razones económicas, la configuración de los edificios diafragmados debe proponerse alcanzar simetría, continuidad de la geometría y de la rigidez tanto en planta como en altura.

#### **1.4. Formulación del problema**

¿Cuáles serán las diferencias sísmicas y estructurales de las dos edificaciones de sistema mixto al ser evaluadas con la Norma E.030-2006 y la Norma E.030-2018?

#### **1.5. Justificación del estudio**

El presente proyecto de investigación pretende analizar las diferencias sísmicas y estructurales de dos edificaciones de sistema mixto haciendo uso de la norma E.030-2006, comparando con los requerimientos de parámetros de diseño que han sido modificados en la Norma E.030-2018, para diagnosticar si las estructuras de ambos sistemas están en condiciones de permanecer en funcionamiento después de la ocurrencia de un sismo.



Esta investigación tiene el interés de dar a conocer los cambios y mejoras que se han realizado en la Norma Técnica de diseño sismorresistente, aplicando a dos estructuras reales importantes.

Desde el punto de vista científico resulta beneficioso realizar el análisis comparativo estructural y sísmico del pabellón "block B- sector secundaria" del centro educativo "Pedro Mercedes Ureña" y de la edificación multifamiliar- Comercio, haciendo uso de la Normatividad sismorresistente, con el fin de evaluar las condiciones de seguridad de sus estructuras frente a sismos.

El desarrollo de este proyecto permitirá saber cuál es la variación que existe sísmica y estructuralmente, la variación del refuerzo, planteando posibles medidas de solución, tomando en cuenta la zona de alto riesgo sísmico en el que nos encontramos. La publicación de este tipo de proyectos de investigación permitirá a las autoridades y dueños de infraestructuras conocer las condiciones de seguridad estructural en sus instalaciones.

#### **1.6. Hipótesis**

Al realizar el análisis con la norma E.030- 2006 con respecto a la Norma E.030-2018 las diferencias sísmicas se verán reflejadas en la variación del factor zona, parámetros de sitio, regularidades, cortante basal, aceleración espectral y las diferencias estructurales; cuantías de acero, sección de los elementos estructurales y verificación de la resistencia nominal ante los esfuerzos actuantes.

## **1.7. Objetivos**

### **Objetivo general**

Determinar las diferencias sísmicas y estructurales de dos edificaciones de sistema mixto bajo la Norma E.030- 2006 y la Norma E.030- 2018.

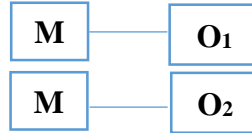
### **Objetivos específicos**

1. Elaborar los modelamientos del diseño estructural de las edificaciones (sistema mixto) con las respectivas dimensiones de los elementos estructurales.
2. Realizar un análisis de cargas estáticas conforme a los planos de arquitectura.
3. Realizar el análisis estático y dinámico de acuerdo a las condiciones establecidas por la Norma E.030-2006 y E.030-2018 para el pabellón block B del C.E. Pedro Mercedes Ureña.
4. Realizar el análisis estático y dinámico de acuerdo a las condiciones establecidas por la Norma E.030-2006 y E.030-2018 para la Edificación multifamiliar.
5. Comprobar los requisitos generales del diseño de muros de albañilería aplicando las Normas E.070- 2006 y E.030- 2018.
6. Calcular el refuerzo de los elementos estructurales en la superestructura y subestructura de las edificaciones en aplicación de las Normas E.030-2006 y E.030-2018 con ETABS y SAFE.
7. Realizar el diseño en Concreto Armado los elementos estructurales de la superestructura y subestructura con ETABS y SAFE.

## II. MÉTODO

### 2.1. Diseño De investigación

Este estudio es de diseño no experimental transversal descriptivo- comparativo.



Donde:

**M<sub>1</sub>**: Muestra 01 = Pabellón Blok B – sector secundario del centro educativo Pedro Mercedes Ureña.

**M<sub>2</sub>**: Muestra 02 = Edificación multifamiliar- Comercio.

**O<sub>1</sub>**: Observación 01 = Análisis sísmico y estructural del pabellón blok B aplicando las Normas E.030- 2006 y E.030- 2018.

**O<sub>2</sub>**: Observación 02 = Análisis sísmico y estructural de la edificación multifamiliar-comercio aplicando las Normas E.030- 2006 y E.030- 2018.

### 2.2. Variables, operacionalización

#### Variables

Análisis sísmico de edificaciones.

Análisis estructural de edificaciones.

### Operacionalización

VARIABLE	DIMENSIONES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
Análisis sísmico de edificaciones	Análisis Estático	Todas las fuerzas, acciones y reacciones que actúan sobre una estructura, se deben encontrar en equilibrio estático, éstas deben formar un sistema de fuerzas de resultante nula y de momento resultante nulo. (Blanco, Cervera y Suárez. 2015, p. 8).	Se procederá a buscar la fuerza cortante en la base, con la finalidad de obtener las fuerzas en los entresijos, también determinar el periodo fundamental de vibración de la estructura, entre otras consideraciones sísmicas.	Fuerza cortante en la base (Ton).	Cuantitativa de razón.
				Periodo fundamental de vibración de la estructura (seg).	Cuantitativa de razón.
				Distribución en altura de la fuerza sísmica (cm).	Cuantitativa de razón.
				fuerzas sísmicas verticales (Ton).	Cuantitativa de razón.
	Análisis Dinámico	Es el estudio de los cuerpos o conjuntos de partículas en movimiento, este se divide en dos campos: la cinemática, estudia la geometría del movimiento relacionando el	Se calcularán los modos de vibración, periodos naturales y masas participantes, luego el espectro de aceleración, excentricidad accidental de	Modos de vibración, periodos naturales y masas participantes (adimensional).	Cuantitativa de razón.
				Espectro de aceleración (g).	Cuantitativa de razón.

Análisis estructural de edificaciones.		desplazamiento, velocidad, aceleración y tiempo; y la cinética, estudia la relación entre las fuerzas que actúan sobre un cuerpo, masa del cuerpo y su movimiento. (García. 1998, p. 3).	la estructura, cortante mínimo en el primer entrepiso y fuerzas sísmicas verticales, aplicando el método de diseño de la Norma E-0.30 Diseño Sismorresistente.	excentricidad accidental (cm).	Cuantitativa de razón.
				cortante mínimo en el primer entrepiso (Ton).	Cuantitativa de razón.
				Fuerzas sísmicas verticales (Ton).	Cuantitativa de razón.
	Modelamiento del diseño estructural	El diseño de estructuras viene determinado por su grado de rigidez más que por su resistencia; las normas de diseño de los elementos estructurales fijan las deformaciones máximas o admisibles que pueden aceptarse en dichos elementos en "estados de utilización" bajo la acción de cargas de servicio. (Cervera y Blanco. 2004, p. 61).	Para la realización del modelamiento se utilizará el software ETABS Y SAFE con la finalidad de obtener una simulación de la estructura de forma real, la cual muestre las secciones de cada elemento, la capacidad portante, su rigidez y las posibles deformaciones que pueda ocurrir, bajo las condiciones que la Norma indique.	Propiedad de materiales (Kg/cm <sup>2</sup> ).	Cuantitativa de razón.
				Sección de los elementos (cm <sup>2</sup> ).	Cuantitativa de razón.
				Cargas (Ton).	Cuantitativa de razón.
				Grado de rigidez (Ton/cm).	Cuantitativa de razón.
				Desplazamientos admisibles (cm).	Cuantitativa de razón.
				Condiciones de la Norma (cm).	Cuantitativa de razón.

Análisis de cargas estáticas	Una carga estática es aquella que cuyo valor no cambia con el tiempo, así como las cargas muertas (Peso propio de las edificaciones, la cimentación, muros portantes y no portantes, losas, vigas, columnas, entre otros). (Abanto. 2002, p. 116).	Se realizará el metrado de cargas que actúan sobre los elementos estructurales, los elementos se encuentran apoyados entre ellos, de tal manera que las cargas de la losa pasan a la viga, luego columnas, muros, zapatas y el suelo. .	Carga viva (Ton).	Cuantitativa de razón.
			Carga muerta (Ton).	Cuantitativa de razón.
			Carga por sismo (Ton).	Cuantitativa de razón.
			Cargas por empuje de tierras (Ton).	Cuantitativa de razón.
Albañilería confinada.	Es un sistema de construcción que resulta de la superposición de unidades de albañilería (ladrillos) unidas entre sí por un mortero líquido, esta forma un conjunto monolítico llamado “muro”. Esta se origina cuando al muro se adiciona en todo el perímetro elementos de concreto armado, con la finalidad de otorgarle resistencia frente a	Se realizará la verificación del diseño de muros de albañilería, utilizando el programa ETABS en aplicación de la Norma E.030- 2018 y E.070- 2006, procediéndose a determinar las cortantes por agrietamiento respecto al sismo moderado y el sismo severo.	Diseño por cargas verticales.	Cuantitativa de razón.
			Diseño por fisuración (sismo moderado).	Cuantitativa de razón.
			Diseño por resistencia (sismo severo).	Cuantitativa de razón.
			Necesidad de reforzar horizontalmente.	Cuantitativa de razón.

		movimientos sísmicos. (Abanto. 2002, p. 8).		
Refuerzo estructural	Es la unión de dos materiales con propiedades mecánicas totalmente diferentes, puede comprobarse simple observación; en solicitaciones estáticas, las características de los dos materiales respaldan los criterios con investigaciones experimentales y para solicitaciones dinámicas, cuando se esperan respuestas en el rango inelástico (García. 1998, p. 123).	Se procederá a calcular los esfuerzos sobre los elementos de la estructura ocasionados por las cargas permanentes, móviles y por sismo. Colocando el refuerzo según indique el diseño de concreto armado.	Refuerzo con varillas: (cm). Nº - Ø 3 – 3/8” 4 – 1/2” 5 – 5/8” 6 – 3/4” 7 – 7/8” 8 – 1” 9 – 1 1/8” 10 – 1 1/4” 11 – 1 3/8” 12 – 1 1/2”	Cuantitativa de razón.
Diseño en concreto armado	Es una combinación de concreto y acero en la que el refuerzo de acero proporciona la resistencia a la tensión de	Se realizará la verificación para los esfuerzos: por flexión, flexo compresión, corte y punzonamiento, con	Verificación: Para esfuerzos por flexión y flexo	Cuantitativa de razón.

	que carece el concreto, este acero de refuerzo es capaz de resistir fuerzas de compresión y se usa en columnas y en otros miembros estructurales. (McCormac y Brown. 2011, p. 1).	la finalidad de calcular la resistencia a tensión, compresión, entre otros.	compresión: $\mu \leq \phi M_n$ (Ton/m).	
			Para esfuerzos por corte y punzonamiento: $V_u \leq \phi V_n$ (Ton).	Cuantitativa de razón.



### **2.3. Población y muestra**

#### **Población**

Se tiene como población el centro educativo "Pedro Mercedes Ureña" que cuenta con tres pisos y la edificación multifamiliar- Comercio, construida en la urbanización Rosa de América Mz C, Lt 9 (cinco pisos más azotea), ambos ubicados en el distrito de Trujillo.

#### **Muestra**

La muestra que se tomará para la presente investigación consta de:

- El pabellón block B- sector secundaria del centro educativo "Pedro Mercedes Ureña" (tres pisos) de 457.20 m<sup>2</sup>.
- Una edificación multifamiliar- Comercio de 146 m<sup>2</sup>. Ubicado en la urbanización Rosas de América Mz C, Lt 9 (cinco pisos más azotea).

### **2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad**

#### **Técnicas**

Se utilizará la técnica de la observación porque se analizará detenidamente los diferentes aspectos de las edificaciones, características, comportamiento sísmico y estructural, el cual será de mucha importancia para el análisis de los resultados.

#### **Instrumentos**

De acuerdo a la investigación a desarrollar el instrumento a usar será una ficha de observación (ver cuadro 8).

### **2.5. Métodos de análisis de datos**

Para procesar datos se utilizará el programa:

#### **AutoCAD**

Siendo un software de dibujo, en el cual se crearán bocetos, de los respectivos planos tanto de estructuras como de arquitectura.

## **ETABS**

Este software, diseñado para el análisis estructural y el dimensionamiento de edificios se utilizará para modelar la estructura, con dimensiones reales en 3D.

## **SAFE**

Esta herramienta especialista en diseño de sistemas de piso de concreto y fundaciones se utilizará para diseñar las losas o cimientos de ambas edificaciones con forma real.

### **2.6. Aspectos éticos**

En el presente proyecto de investigación se utilizarán datos e información suscritos en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

Con el permiso de la autoridad encargada del colegio "Pedro Mercedes Ureña" y el dueño de la edificación multifamiliar- comercio de 146 m<sup>2</sup>. Ubicado en la urbanización Rosa de América Mz C, Lt 9, se utilizarán los planos estructurales y arquitectónicos, con el fin de proteger la privacidad y confidencialidad de toda la información obtenida.

### III. RESULTADOS

#### 3.1. Análisis del pabellón block B del centro educativo "Pedro Mercedes Ureña"

Se analizó una estructura de tres pisos mostrada en la figura 6 destinada a aulas y servicios higiénicos, las dos escaleras también se trabajaron de manera independiente.



Figura 18. Pabellón Block B del colegio Mercedes Ureña (tres pisos).

Para el desintegrado de esta edificación se trabajó por bloques, esto generó que los procesos de obtención de cálculos sean más sencillos (ver figura 19).

El primer bloque contó con las aulas número 1, 8 y 12 (un aula por piso), con alturas de entrepisos de 3.00m, 3.15m y 3.15m. respectivamente. La estructuración presentó simetría en una de sus direcciones encontrándose elementos estructurales en su superestructura tales como: placas en forma de "L", columnas cuadradas, rectangulares; vigas peraltadas y de borde; vanos de hasta 4.40m de luz, considerándose parte del corredor del block B, incluyendo un volado de 1.00m. en el primer y segundo piso.

El segundo bloque estuvo conformado por tres aulas por piso, en el primer piso se encontraron las aulas número 2, 3 y 4 en el segundo piso las aulas número 9, 10 y 11 y en el tercer piso las aulas número 13, 14 y 15, con alturas de entrepisos de 3.00m, 3.15m y 3.15m. respectivamente.

En el tercer bloque se encontraron los servicios higiénicos para mujeres y varones (ambos para cada piso).

BE son las escaleras que cumplieron la función de unir las aulas, esta fue una estructura que se trabajó de manera independiente.

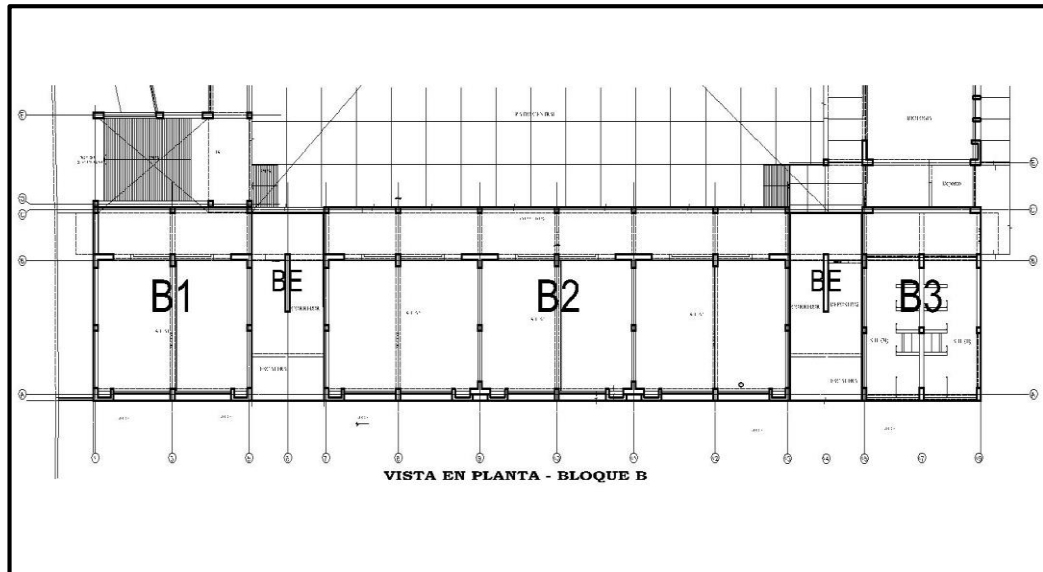


Figura 19. Bloques del pabellón Blok B del colegio Mercedes Ureña

### 3.2. Modelamiento en ETABS utilizando las Normas E.0.30- 2006 y E.0.30- 2018

Se realizó el modelamiento en el Software ETABS utilizando elementos Frame y Shells, gracias a ello se ha logrado simular las vigas- columnas, losas- placas. Además, se colocó en el programa los materiales correspondientes a concreto armado y acero, digitando sus propiedades para cada elemento estructural.

Se respetó la estructuración definida inicialmente en los planos de estructuras, tomándose en cuenta las cargas de los elementos no estructurales los cuales se encuentran ubicados en los planos de arquitectura, se modeló solo la parte estructural. Se colocó las dimensiones de todos los elementos estructurales (externos e internos de los bloques), tomándose el mayor realismo y precisión en el diseño.

A continuación, se muestran los modelos que se realizaron en software, perteneciente a cada bloque:

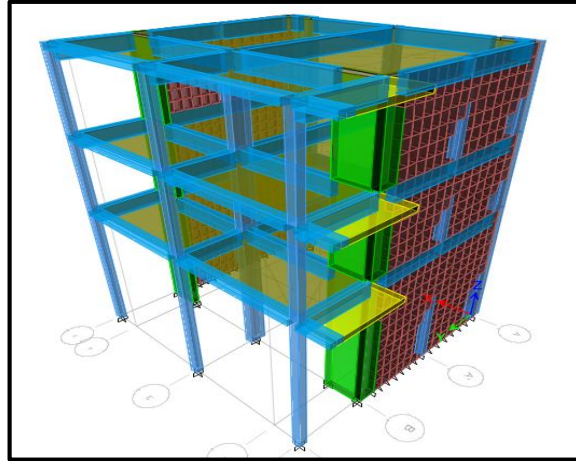


Figura 20. Bloque 1

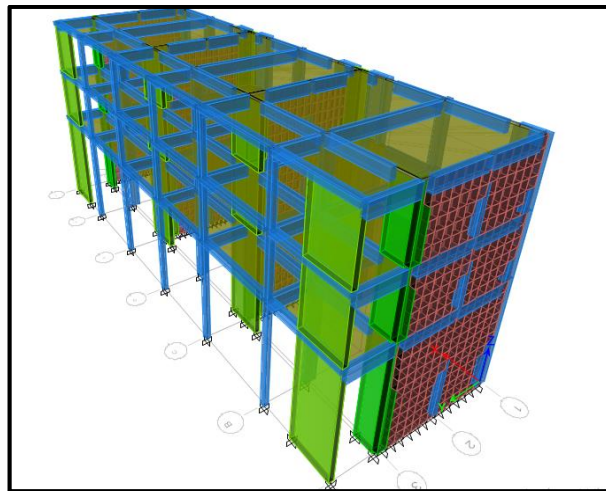


Figura 21. Bloque 2

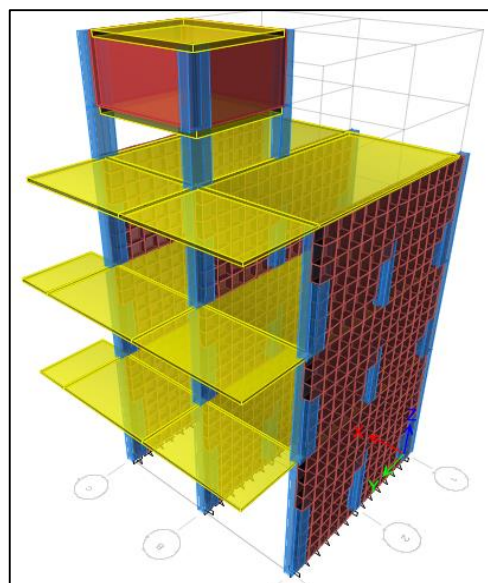


Figura 22. Bloque 3

Se realizó en total 3 modelamientos, los cuales sirvieron para la obtención de los cálculos cumpliendo con los parámetros establecidos en las Normas E.030 2006 y E.030 2018, se generaron los bloques en el software sin variación en su estructuración.

### 3.2.1. Propiedades de los materiales

Para modelar cada uno de los bloques en el software ETABS se utilizaron los siguientes materiales:

#### 3.2.1.1. Concreto

Peso específico	:	2.4	Ton/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	:	2173706.51	Ton/m <sup>2</sup>
Coefficiente de Poisson	:	0.15	
Coefficiente de expansión térmica	:	$99 \times 10^{-7}$	1/C
Módulo de corte	:	945089.79	Ton/m <sup>3</sup>
Esfuerzo a compresión	:	2100	Ton/m <sup>2</sup>

#### 3.2.1.2. Acero

Peso específico	:	7.8	Ton/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	:	$2 \times 10^7$	Ton/m <sup>2</sup>
Coefficiente de expansión térmica	:	$117 \times 10^{-7}$	1/C
Esfuerzo a la fluencia	:	42000	Ton/m <sup>2</sup>

#### 3.2.1.3. Mampostería

Ladrillo cerámico	:	18	Huecos
Mortero de asiento	:	1:5	
Alambres N° 8 cada 3 hiladas (según refuerzo horizontal)	:	2	
f' m	:	35	kg/cm <sup>2</sup>

### **3.2.2. Secciones de elementos estructurales**

Se crearon secciones en el software ETABS, con las dimensiones obtenidas de los planos correspondientes, las columnas con secciones compuestas fueron elaboradas con el comando Section Designer asignándole la orden de diseño del refuerzo. Con respecto a las vigas, se digitó el recubrimiento de 8cm, distancia que recorrió desde la parte inferior de la fibra en concreto hasta el eje de la barra longitudinal.

Para las losas aligeradas, se tomó como referencia la dirección, para los elementos en un sentido se utilizó la propiedad tipo Ribbed- Membrane y de la misma manera se digitó las dimensiones de las viguetas con una separación de nervadura de 40cm, para elementos macizos se usó la propiedad Slab- Shell Thin, las rampas de las escaleras se crearon con los elementos Slab- Shell Thin asumiendo que el refuerzo es similar al de la losa maciza, en el modelamiento realizado en el software se tomó el espesor total que fue denominado “hm”. Las placas fueron creadas con elementos de propiedad Pier- Shell, asignándole únicamente el espesor del elemento.

#### **3.2.2.1. Columnas.**

##### **Bloque 1**

C-1 25X25

C-2 60X25

C-4 Sección en L

##### **Bloque 2**

C1 25x25

C2 60x25

C3 Sección en L

C4 Sección en U

C6 Sección en L

C7 Sección en L

##### **Bloque 3**

C-1 60X25

C-2 25X25

C-3 40X25

### **3.2.2.2.Vigas.**

#### **Bloque 1**

V-101/201/301 25X60

V-102/202/302 25X60

V-103/203/303 25X60

V-104/204/304 40X20

#### **Bloque 2**

V-101/201/301 25X60

V-102/203/302 25X60

V- 103/203/303 25X60

V-104/204/304 25X50

V-105/205/305 25X50

V-106/206 20X40

#### **Bloque 3**

V-110/210/310 15X60

V-111/211/311 25X60

V-112/212/312 25X60

V-113/213/313 25X60

### **3.2.2.3.Losas.**

#### **Bloque 1**

Aligerado e= 0,20m

Maciza e= 0,20m

#### **Bloque 2**

Aligerado e= 0,20m

Maciza e= 0,20m



### **Bloque 3**

Aligerado  $e= 0.20\text{m}$

Maciza  $e= 0.20\text{m}$

#### **3.2.2.4.Rampas.**

$T= 50\text{cm}$  ( $g= 35\text{cm}$ )

#### **3.2.2.5.Placas.**

##### **Bloque 1**

P1  $1.15 \times 0.60$  Sección en L

##### **Bloque 2**

P1  $0.25 \times 1.15$  Sección en T

P2  $0.25 \times 2.05$  Sección en T

P3  $0.25 \times 1.15$  Sección en L

P4  $2.15 \times 0.25$

##### **Bloque 3**

P-1  $2.70 \times 0.25$

#### **3.2.2.6.Muros portantes.**

$e= 0.23\text{m}$

### **3.3. Modelamiento en SAFE para las Normas E.030 2006 y E.030 2018**

El modelamiento que se realizó en el software SAFE, está hecho en base a elementos Shells - Mat, de manera que se ha podido simular las zapatas combinadas, así mismo en base a elementos Shells – Stiff, se simularon la representación de las columnas dentro de las zapatas; en cuanto al cimiento corrido se utilizaron elementos Shells – Footing.

Se editó el material de concreto armado y acero a los cuales se les digitó las propiedades correspondientes asignando a los elementos estructurales. Se respetó

la estructuración inicial planteada en los planos estructurales y se tomó en cuenta las cargas proporcionadas por los elementos no estructurales indicados en el plano de arquitectura, sin embargo, estas dimensiones fueron variando puesto que se necesitaba que el esfuerzo del terreno sea mayor al esfuerzo admisible.

Se importó todas las cargas en la base de cada uno de los bloques en un solo archivo de manera que se pueda trabajar la cimentación de manera total; cabe señalar que se revisó que estas cargas permanezcan en sus puntos tal y como corresponden. En lo siguiente, el modelamiento inicial de la cimentación con las secciones iniciales:

### 3.3.1. Propiedades de los materiales y suelo

Los valores que se utilizaron en la sección de “Materials” en el software SAFE fueron los siguientes:

#### 3.3.1.1. Concreto.

Peso específico	:	2.4	Ton/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	:	2173706.51	Ton/m <sup>2</sup>
Coefficiente de Poisson	:	0.15	
Coefficiente de expansión térmica	:	99x10 <sup>-7</sup>	1/C
Módulo de corte	:	945089.79	Ton/m <sup>3</sup>
Esfuerzo a compresión	:	2100	Ton/m <sup>2</sup>

#### 3.3.1.2. Acero.

Peso específico	:	7.8	Ton/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	:	2x10 <sup>7</sup>	Ton/m <sup>2</sup>
Coefficiente de expansión térmica	:	117x10 <sup>-7</sup>	1/C
Esfuerzo a la fluencia	:	42000	Ton/m <sup>2</sup>

#### 3.3.1.3. Suelo.

Tipo de suelo	:	Arena pobremente graduada (SP)
---------------	---	--------------------------------

Profundidad de desplante para cimientos cuadrados	:	1.60	m
Profundidad de desplante para cimientos corridos armados	:	1.50	m
Factor de seguridad por corte	:	3	
Presión admisible para cimientos cuadrados	:	1.098	Kg/cm <sup>2</sup>
Presión admisible para cimientos corridos	:	0.941	Kg/cm <sup>2</sup>
Asentamiento diferencial	:	2.027	cm

### **3.3.2. Zapatas.**

Se tomaron las dimensiones que se encuentran indicadas en los planos originales de estructuras del pabellón blok B del colegio Mercedes Ureña, que fueron utilizados desde el principio para el desarrollo de la evaluación estructural y sismorresistente.

### **3.3.3. Vigas de cimentación.**

Se utilizaron las mismas dimensiones para el modelamiento, desde el principio y hasta el final; sin encontrar variación en sus dimensiones.

### **3.3.4. Cimiento corrido.**

Se utilizaron las mismas dimensiones para el modelamiento, desde el principio y hasta el final; sin encontrar variación en sus dimensiones.

## **3.4. Análisis de cargas.**

### **3.4.1. Cargas por gravedad.**

#### **3.4.1.1. Cargas muertas.**

Para determinar las cargas muertas se realizó el metrado de cargas, el cual consistió en generar cargas lineales o por metro cuadrado, ya sea para vigas o losas, las cuales fueron aplicadas en el programa. Dichas cargas se refieren al piso terminado y en algunos casos, a los ladrillos de techo. Este metrado de cargas se realizó de acuerdo a la posición de los muros de borde y tabiquería, y para realizar las operaciones

mencionadas se tomaron los datos que se mencionaron en los planos de arquitectura del pabellón block B del colegio, los cuales se muestran en las siguientes figuras:

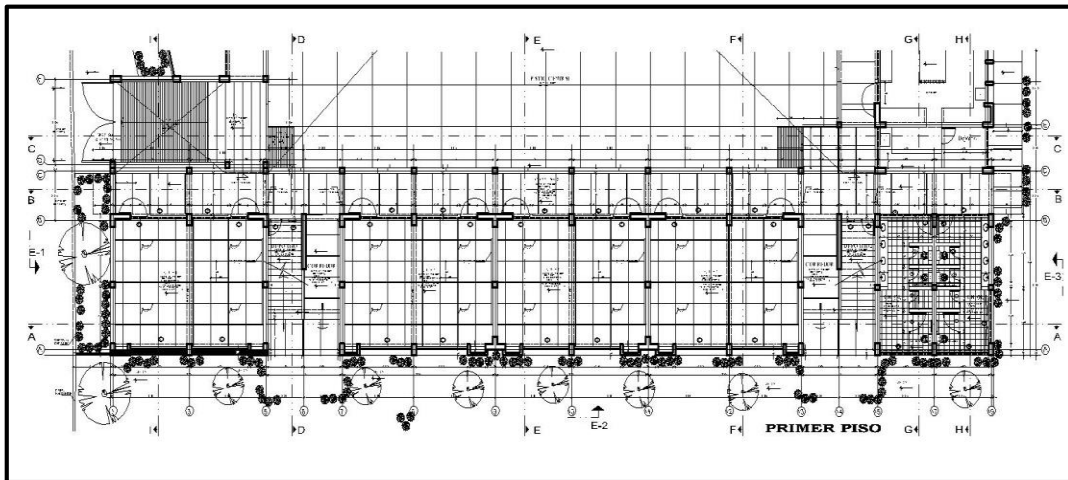


Figura 23. Primer piso en planta.

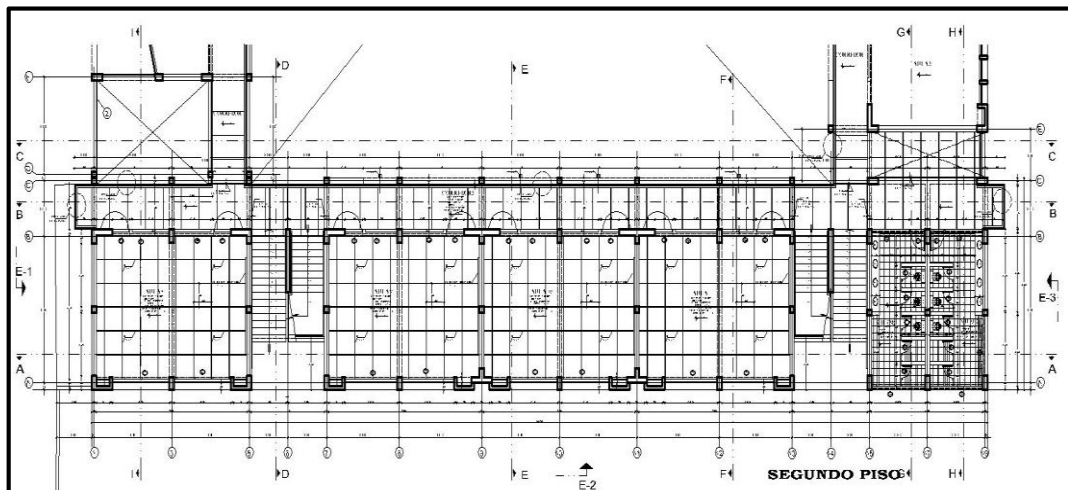


Figura 24. segundo piso en planta.

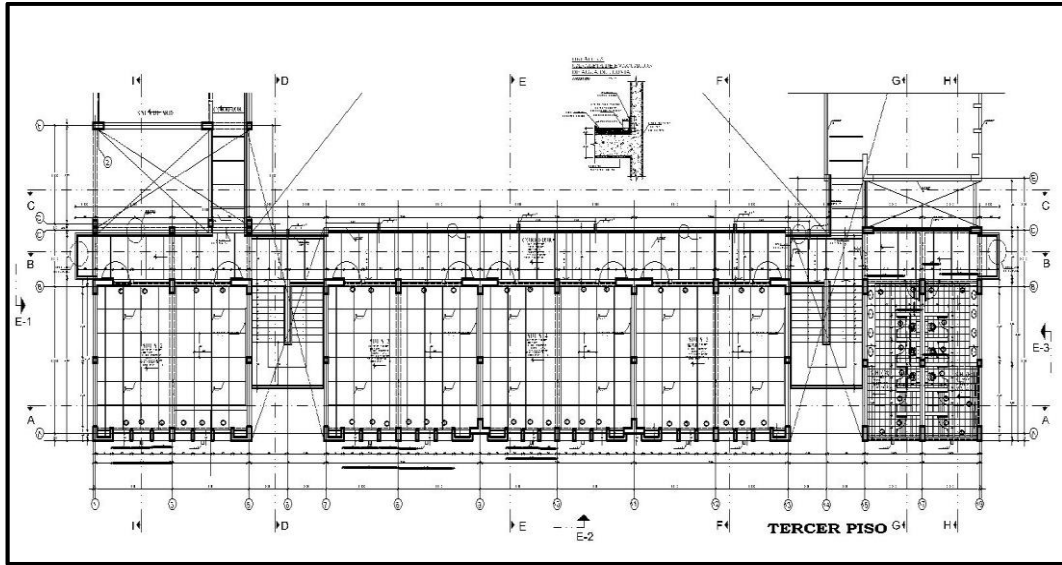


Figura 25. Tercer piso en planta.



Figura 26. Vista de la parte frontal de los bloques.

Se realizó el metrado de cargas para cada bloque de la edificación, a continuación, se observará el metrado para el primer bloque:

Cuadro 9. Carga muerta- Muro del voladizo para el BLOQUE 1.

Muro del voladizo					
CM	Carga Estable kg/m <sup>2</sup>	P. Específico kg/m <sup>3</sup>	Espesor m	Alto m	Carga ton/m
Muro e=0.13m (1er y 2do piso)		2.4	0.13	0.75	0.234
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	0.75	0.030

					<b>0.264</b>
Muro e=0.13m (3er piso)		2.4	0.13	0.75	0.234
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	0.75	0.030
					<b>0.264</b>

Cuadro 10. Carga muerta- Muro del voladizo para el BLOQUE 2.

<b>Muro del voladizo</b>					
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m2</b>	<b>P. Específico kg/m3</b>	<b>Espesor m</b>	<b>Alto m</b>	<b>Carga ton/m</b>
Muro e=0.13m (1er y 2do piso)		2.4	0.13	0.75	0.234
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	0.75	0.030
					<b>0.264</b>
Muro e=0.13m (3er piso)		2.4	0.13	1.15	0.359
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	1.15	0.046
					<b>0.405</b>

Cuadro 11. Carga muerta- Muro del voladizo para el BLOQUE 3.

<b>Muro del voladizo</b>					
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m2</b>	<b>P. Específico kg/m3</b>	<b>Espesor m</b>	<b>Alto m</b>	<b>Carga ton/m</b>
Muro e=0.13m (1er y 2do piso)		2.4	0.13	0.75	0.234
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	0.75	0.030
					<b>0.264</b>
Muro e=0.13m (3er piso)		2.4	0.13	1.05	0.328
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	1.05	0.042
					<b>0.370</b>

Cuadro 12. Carga muerta- Aligerado en una dirección para el BLOQUE 1.

<b>Aligerado - En una dirección</b>				
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m2</b>	<b>P. Específico kg/m3</b>	<b>Espesor m</b>	<b>Carga ton/m2</b>

Ladrillos de techo (T1,T2yT3)	0.182			0.182
Piso terminado		2	0.05	0.100
				<b>0.282</b>

Cuadro 13. Carga muerta- Aligerado en una dirección para el BLOQUE 2.

<b>Aligerado - En una dirección</b>				
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m2</b>	<b>P. Específico kg/m3</b>	<b>Espesor m</b>	<b>Carga ton/m2</b>
Ladrillos de techo (T1,T2yT3)	0.182			0.182
Piso terminado		2	0.05	0.100
				<b>0.282</b>

Cuadro 14. Carga muerta- Aligerado en una dirección para el BLOQUE 3.

<b>Aligerado - En una dirección</b>				
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m2</b>	<b>P. Específico kg/m3</b>	<b>Espesor m</b>	<b>Carga ton/m2</b>
Ladrillos de techo (T1,T2yT3)	0.182			0.182
Piso terminado		2	0.05	0.100
				<b>0.282</b>

Cuadro 15. Carga muerta- losa maciza en una dirección para el BLOQUE 1.

<b>Losa Maciza - En una dirección</b>				
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m2</b>	<b>P. Específico kg/m3</b>	<b>Espesor m</b>	<b>Carga ton/m2</b>
Piso terminado		2	0.05	<b>0.100</b>

(T1, T2 y T3)				
---------------	--	--	--	--

Cuadro 16. Carga muerta- losa maciza en una dirección para el BLOQUE 2.

<b>Losa Maciza - En una dirección</b>				
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m2</b>	<b>P. Específico kg/m3</b>	<b>Espesor m</b>	<b>Carga ton/m2</b>
Piso terminado (T1, T2 y T3)		2	0.05	<b>0.100</b>

Cuadro 17. Carga muerta- losa maciza de T. E. para el BLOQUE 3.

<b>Losa Maciza - En una dirección</b>				
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m2</b>	<b>P. Específico kg/m3</b>	<b>Espesor m</b>	<b>Carga ton/m2</b>
Piso terminado		2	0.05	<b>0.100</b>

Cuadro 18. Carga muerta- muro en el eje C para el BLOQUE 1.

<b>Muro eje C (plano)</b>					
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m2</b>	<b>P. Específico kg/m3</b>	<b>Espesor m</b>	<b>Alto</b>	<b>Carga ton/m</b>
Muro de e=0.23m		2.4	0.13	0.75	0.234
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	0.75	0.03
					<b>0.26</b>



Cuadro 19. Carga muerta- muro en el eje B para el BLOQUE 2.

<b>Muro eje B (plano)</b>					
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m<sup>2</sup></b>	<b>P. Específico kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Espesor m</b>	<b>Alto</b>	<b>Carga ton/m</b>
Tabique de e=0.13m		1.35	0.13	2.25	0.39
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	2.25	0.09
					<b>0.48</b>

Cuadro 20. Carga muerta- muro en el eje B para el BLOQUE 3.

<b>Muro eje B (plano)</b>					
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m<sup>2</sup></b>	<b>P. Específico kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Espesor m</b>	<b>Alto</b>	<b>Carga ton/m</b>
Muro de e=0.23m		2.4	0.13	2.35	0.73
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	2.35	0.094
					<b>0.83</b>

Cuadro 21. Carga muerta- muro en el eje B para el BLOQUE 1.

<b>Muro eje B (plano)</b>						
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m<sup>2</sup></b>	<b>P. Específico kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Espesor m</b>	<b>Largo</b>	<b>Alto</b>	<b>Carga ton/m</b>
Muro de e=0.13m		1.350	0.13		2.25	0.394875
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02		2.25	0.09
						<b>0.485</b>

CM	Carga Estable kg/m <sup>2</sup>	P. Específico kg/m <sup>3</sup>	Espesor m	Largo	Alto	Carga ton
Parapeto		2.4	0.15	0.25	2.25	<b>0.203</b>

Cuadro 22. Carga muerta- muro en el eje A para el BLOQUE 2.

Muro eje A (plano)					
CM	Carga Estable kg/m <sup>2</sup>	P. Específico kg/m <sup>3</sup>	Espesor m	Alto m	Carga ton/m
Muro de e=0.13m		1.350	0.13	2.35	0.412
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	2.35	0.094
					<b>0.506</b>

Cuadro 23. Carga muerta- muro en el eje A para el BLOQUE 3.

Muro eje A (plano)						
CM	Carga Estable kg/m <sup>2</sup>	P. Específico kg/m <sup>3</sup>	Espesor m	Alto m	Ancho m	Carga ton/m
Aligerado (T1, T2)	0.3		0.2			0.06
Muro de e=0.13m		1.35	0.13	1.15		0.201825
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	1.15		0.046
						<b>0.308</b>
CM	Carga Estable kg/m <sup>2</sup>	P. Específico kg/m <sup>3</sup>	Espesor m	Alto m	Ancho m	Carga ton/m
Parapeto T3		2.4	0.15	1.9	0.45	<b>0.308</b>

Cuadro 24. Carga muerta- muro en el eje A para el BLOQUE 1.

<b>Muro eje A (plano)</b>						
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m<sup>2</sup></b>	<b>P. Específico kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Espesor m</b>	<b>Alto m</b>	<b>Ancho m</b>	<b>Carga ton/m</b>
Aligerado (T1, T2)	0.3		0.2			0.06
Muro de e=0.13m		1.35	0.13	1.15		0.201825
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	1.15		0.046
						<b>0.308</b>
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m<sup>2</sup></b>	<b>P. Específico kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Espesor m</b>	<b>Alto m</b>	<b>Ancho m</b>	<b>Carga ton/m</b>
Parapeto T3		2.4	0.15	1.9	0.45	<b>0.308</b>

Cuadro 25. Carga muerta- muro en el eje C para el BLOQUE 2.

<b>Muro eje C (plano)</b>					
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m<sup>2</sup></b>	<b>P. Específico kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Espesor m</b>	<b>Alto m</b>	<b>Carga ton/m</b>
Muro bajo e=0.23m		2.4	0.15	0.7	0.252
					<b>0.252</b>

Cuadro 26. Carga muerta- muro divisorio de baño e= 0.13 m para el BLOQUE 3.

<b>Muro divisorio de baño e= 0.13 m</b>						
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m<sup>2</sup></b>	<b>P. Específico kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Espesor m</b>	<b>Largo m</b>	<b>Alto m</b>	<b>Carga ton/m</b>
Muro de e=0.13m		1.350	0.13		2.25	0.394875
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02		2.25	0.09
						<b>0.485</b>

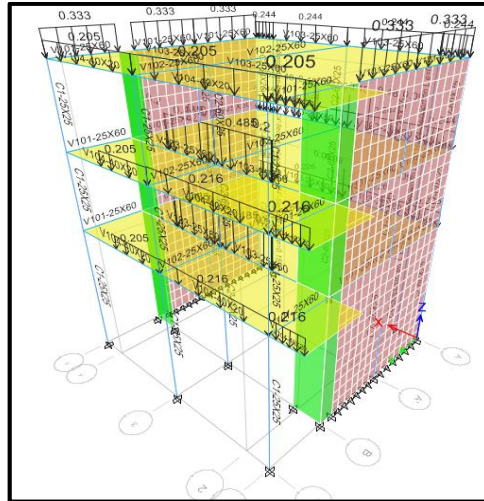


Figura 27. Bloque 1 cargas muertas lineales por tabiquería y parapetos

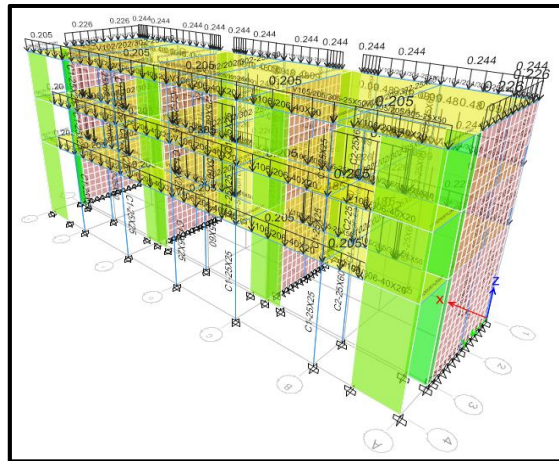


Figura 28. Bloque 2 cargas muertas lineales por tabiquería y parapetos

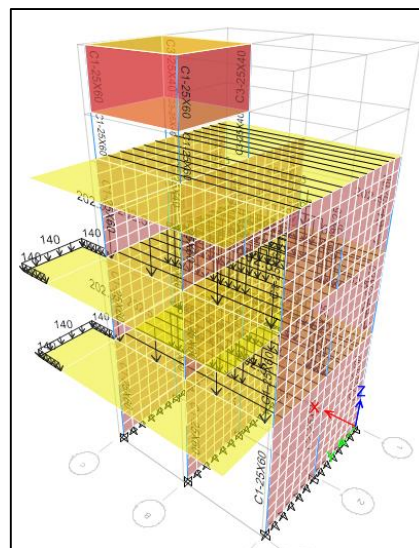


Figura 29. Bloque 3 cargas muertas lineales por tabiquería y parapetos

### 3.4.1.2.Carga viva.

Para determinar las cargas vivas se tomaron en cuenta las cargas por metro cuadrado obtenidas de la Norma E.020 Cargas, las cuales fueron asignadas sobre las losas según la finalidad de cada ambiente, dichos datos fueron aplicados en el software, así mismo se consideró las cargas planteadas en el plano de estructuras.

Para la edificación, se utilizaron sobrecargas correspondientes a primer, segundo y tercer piso (aulas) 0.300ton/m<sup>2</sup>; para primer, segundo y tercer piso (corredores y escenarios) 0.100ton/m<sup>2</sup>; para azotea 0.150ton/m<sup>2</sup>; para losas inclinadas 0.100ton/m<sup>2</sup>; para escaleras 0.500 ton/m<sup>2</sup>.

Se realizó el metrado de cargas para cada bloque de la edificación, a continuación, se observará el metrado para el primer bloque:

Cuadro 27. Carga viva- aligerado en una dirección del BLOQUE 1.

<b>Aligerado - En una dirección</b>		
<b>CV</b>	<b>Carga Estable kg/m<sup>2</sup></b>	<b>Carga ton/m<sup>2</sup></b>
Sobrecarga (T1 y T2)		
Aulas	0.300	<b>0.300</b>
Corredores	0.400	<b>0.400</b>
Sobrecarga (T3)	0.150	<b>0.150</b>

Cuadro 28. Carga viva- aligerado en una dirección del BLOQUE 2.

<b>Aligerado - En una dirección</b>		
<b>CV</b>	<b>Carga Estable kg/m<sup>2</sup></b>	<b>Carga ton/m<sup>2</sup></b>
Sobrecarga (T1 y T2)		
Aulas	0.300	<b>0.300</b>
Corredores	0.400	<b>0.400</b>
Sobrecarga (T3)	0.150	<b>0.150</b>

Cuadro 29. Carga viva- aligerado en una dirección del BLOQUE 3.

<b>Aligerado - En una dirección</b>		
<b>CV</b>	<b>Carga Estable kg/m<sup>2</sup></b>	<b>Carga ton/m<sup>2</sup></b>
Sobrecarga (T1 y T2)		
Aulas	0.300	<b>0.300</b>
Corredores	0.400	<b>0.400</b>
Sobrecarga (T3)	0.150	<b>0.150</b>

Cuadro 30. Carga viva- losa maciza en una dirección DEL BLOQUE 1.

<b>Losa Maciza - En una dirección</b>			
<b>CV</b>	<b>Carga Estable kg/m<sup>2</sup></b>	<b>P. Específic o kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Carga kg/m<sup>2</sup></b>
Sobrecarga:	0.4		<b>0.400</b>

Cuadro 31. Carga viva- losa maciza en una dirección DEL BLOQUE 2.

<b>Losa Maciza - En una dirección</b>			
<b>CV</b>	<b>Carga Estable kg/m<sup>2</sup></b>	<b>P. Específic o kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Carga kg/m<sup>2</sup></b>
Sobrecarga:	0.4		<b>0.400</b>

Cuadro 32. Carga viva- losa maciza del T. E. DEL BLOQUE 3.

<b>Losa Maciza del T. E.</b>		
<b>CV</b>	<b>Carga Estable kg/m<sup>2</sup></b>	<b>Carga kg/m<sup>2</sup></b>
Losa inferior:	1	<b>1.000</b>
Losa superior:	0.1	<b>0.100</b>

Cuadro 33. Carga viva- losa maciza en una dirección DEL BLOQUE 3.

<b>Losa Maciza - En una dirección</b>		
<b>CV</b>	<b>Carga Estable kg/m<sup>2</sup></b>	<b>Carga kg/m<sup>2</sup></b>
Sobrecarga:	0.4	<b>0.400</b>

### 3.4.1.3.Masa participativa.

Este dato se obtuvo a partir de la consideración del número de modos requeridos y sobre todo de la masa, que con anterioridad fue definido en la categoría de edificaciones. Esta masa participativa sirvió de guía para saber cuáles fueron las direcciones predominantes y cuál fue el periodo fundamental en cada dirección. Se consideró tres modos de vibración, debido a que en cada entresqueño existen tres grados de libertad primordiales, este valor total de grados de libertad se amplió con el número de pisos por cada bloque del pabellón.

La masa participativa que fue considerada para cada bloque en estudio se presenta en los siguientes cuadros:

Cuadro 34. Masa efectiva para el BLOQUE 1.

Modo	Periodo	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum	Sum RZ
	seg	%	%	%	%	UY %	%
1	<b>0.37</b>	83.65	0.00	0.23	83.65	0.00	0.23
2	<b>0.17</b>	0.00	88.10	2.09	83.65	88.10	2.32
3	<b>0.16</b>	0.01	2.04	87.02	83.66	90.14	89.34
4	<b>0.09</b>	12.77	0.00	0.51	96.43	90.14	89.85
5	<b>0.06</b>	0.01	8.33	0.13	96.44	98.47	89.98
6	<b>0.05</b>	0.12	0.12	8.52	96.56	98.59	98.50
7	<b>0.04</b>	2.68	0.01	0.01	99.24	98.59	98.51
8	<b>0.03</b>	0.02	1.40	0.01	99.26	99.99	98.51
9	<b>0.02</b>	0.74	0.01	1.49	100.00	100.00	100.00

Cuadro 35. Masa efectiva para el BLOQUE 2.

Modo	Periodo	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
	seg	%	%	%	%	%	%
1	<b>0.32</b>	80.77	0.00	0.22	80.77	0.00	0.22
2	<b>0.19</b>	0.00	89.64	0.00	80.77	89.64	0.22
3	<b>0.18</b>	0.07	0.00	88.96	80.84	89.64	89.18
4	<b>0.08</b>	14.63	0.00	0.02	95.47	89.64	89.20

5	<b>0.06</b>	0.00	7.80	0.00	95.47	97.44	89.20
6	<b>0.06</b>	0.73	0.00	8.07	96.21	97.44	97.27
7	<b>0.04</b>	0.00	1.02	0.00	96.21	98.45	97.27
8	<b>0.04</b>	0.85	0.00	0.43	97.06	98.45	97.70
9	<b>0.03</b>	0.57	0.00	0.72	97.62	98.45	98.42

Cuadro 36. Masa efectiva para el BLOQUE 3.

Modo	Periodo	UX %	UY %	RZ %	Sum UX %	Sum UY %	Sum RZ %
	seg						
1	<b>0.95</b>	95.87	0.00	0.14	95.87	0.00	0.14
2	<b>0.29</b>	3.77	0.02	1.58	99.63	0.02	1.72
3	<b>0.22</b>	0.00	13.02	75.42	99.64	13.04	77.14
4	<b>0.18</b>	0.00	74.40	13.81	99.64	87.44	90.95
5	<b>0.16</b>	0.36	0.03	0.13	100.00	87.47	91.08
6	<b>0.07</b>	0.00	3.64	6.10	100.00	91.11	97.18
7	<b>0.07</b>	0.00	0.06	0.05	100.00	91.17	97.23
8	<b>0.06</b>	0.00	7.08	2.18	100.00	98.25	99.42
9	<b>0.04</b>	0.00	0.42	0.50	100.00	98.67	99.92

### 3.5. Análisis estático para las Normas E.030 2006 y E.030 2018.

Se realizó el análisis estático con cada una de las versiones de la Norma de diseño sismorresistente para cada bloque que conforma el pabellón blok B.

Para la realización de esta operación se requirió el periodo fundamental de vibración para las direcciones “X” e “Y”, tomando los valores de zona, uso y perfil de suelo correspondientes, dichos datos se obtuvieron gracias al estudio de mecánica de suelos. (datos obtenidos de los planos de estructuras en el cuadro de especificaciones técnicas). El cual indicó que se trataba de un suelo intermedio S2= 1.2, el periodo que define la plataforma del espectro  $T_p= 0.6\text{seg.}$  y el periodo largo “Tl” fue de 2.0 seg. Luego se verificó las irregularidades, que inicialmente fue sencillo de realizar el cálculo, de tal manera se asumieron los valores de “Ia” e “Ip”,



“Ro”, estos valores se asumieron de acuerdo a los valores que se visualizaron en los planos.

Se verificó que se cumpla la relación C/R sea mayor a 0.125 en la Norma E.030-2006 Diseño Sismorresistente y 0.11 para la Norma E.030- 2018

Las cargas repartidas por entrepiso que se obtuvieron para el análisis con cada Norma, se colocaron en el software ETABS de manera manual, mediante el comando de User Loads, permitió digitalizar las cargas a conveniencia.

### 3.5.1. Fuerza cortante basal.

Se determinó la cortante basal de diseño para cada bloque, así como se muestra en los siguientes cuadros:

Cuadro 37. Cortantes estáticas corregidas en cada dirección.

BLOQUE 1				
Cortante Estática : $V=ZUCS/R*P$				
Norma E.030 2006			Norma E.030 2018	
VEXX	98.98	ton	85.26	ton
VEYY	230.96	ton	170.51	ton
BLOQUE 2				
Cortante Estática : $V=ZUCS/R*P$				
Norma E.030 2006			Norma E.030 2018	
VEXX	299.04	ton	257.45	ton
VEYY	697.76	ton	514.89	ton
BLOQUE 3				
Cortante Estática : $V=ZUCS/R*P$				
Norma E.030 2006			Norma E.030 2018	
VEXX	51.38	ton	75.87	ton
VEYY	216.96	ton	160.17	ton

Para el primer bloque la cortante obtenida con la Norma E.030-2018 disminuyó en 13.86% en la dirección XX y 26.17% en la dirección YY. En el

segundo bloque la cortante calculada en la dirección XX disminuyó en 13.90% mientras que en la dirección YY también disminuye en un 26.20%, para el tercer bloque la cortante en dirección al eje XX aumentó en 47.66%, mientras que en la dirección YY disminuyó en 26.17%.

### 3.5.1.1. Parámetros sísmicos.

Los parámetros utilizados fueron los que se mencionan a continuación:

#### 3.5.1.1.1. Zonificación.

Para el análisis estático se utilizó el factor “Z” de la Norma E.030 2006 de 0.40 la aceleración del suelo para una zona 3, mientras que para la Norma vigente el factor “Z” aumentó a 0.45 la aceleración del suelo para una zona sísmica 4.

Cuadro 38. Factor Zona.

	BLOQUE 1, 2 y 3			
	Norma E.030 2006		Norma E.030 2018	
XX	3	0.40g	4	0.45g
YY	3	0.40g	4	0.45g

Tal como menciona la Norma E.30 Diseño sismorresistente (2018, p. 9) numeral 2.1. Zonificación, señaló que existen 4 zonas, siendo la cuarta la más crítica, teniendo como aceleración máxima en el terreno de 0.45 con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.

Por otro lado, la Norma E.030 Diseño sismorresistente (2006, p. 209) en el artículo 5 de Zonificación, señaló que existen 3 zonas, teniendo como la más crítica la tercera, donde la aceleración máxima en el terreno es de 0.40, con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.

#### 3.5.1.1.2. Uso.

Se utilizó el factor uso que dicta la Norma E.030 en ambas versiones.

Cuadro 39. Factor Uso.

BLOQUE 1, 2 y 3				
Norma E.030 2006			Norma E.030 2018	
XX	1.5	A	1.5	A-2
YY	1.5	A	1.5	A-2

Tal como menciona la Norma E.30 Diseño sismorresistente (2018, p. 14) numeral 3.1 Categoría de las edificaciones y factor uso (U), indicó que las instituciones educativas corresponden a la categoría esencial “A” encontrándose en la subcategoría “A2”.

Por otro lado, la Norma E.030 Diseño sismorresistente (2006, p. 210) en el artículo 10 de Categoría de las Edificaciones señaló que los centros educativos se encuentran ubicados en la categoría “A”, nominada como edificaciones esenciales.

### 3.5.1.1.3. Coeficiente de amplificación sísmica.

Este coeficiente se determinó en base a la respuesta estructural respecto de la aceleración del terreno.

Cuadro 40. Coeficiente de amplificación sísmica.

BLOQUE 1		
Norma E.030 2006		Norma E.030 2018
CX	2.5	2.5
CY	2.5	2.5
BLOQUE 2		
Norma E.030 2006		Norma E.030 2018
CX	2.5	2.5
CY	2.5	2.5
BLOQUE 3		
Norma E.030 2006		Norma E.030 2018
CX	1.579	1.579
CY	2.5	2.5

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 13) en el numeral 2.5. “Factor de amplificación sísmica” señaló que, el coeficiente depende del periodo fundamental y de los periodos intervalos que fueron obtenidos de la condición del perfil del suelo. Se refieren a los intervalos: cuando el periodo fundamental sea menor que el periodo corto, el factor “C” será de 2.5, cuando el periodo fundamental esté entre el periodo corto y largo, el factor “C” será de 2.5 veces la división del periodo corte y el periodo fundamental, cuando el periodo sea mayor que el factor largo, el factor “C” será 2.5 veces la división del producto del periodo corto y del periodo largo sobre el periodo fundamental al cuadrado.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 209) en el artículo 7. “Factor de Amplificación Sísmica” mencionó que, el coeficiente depende del periodo fundamental y el periodo corto dado por el perfil del suelo, con la restricción de ser menor o igual que 2.5.

### 3.5.1.2. Coeficiente de reducción sísmica.

Estos coeficientes fueron aplicados directamente al cálculo de la cortante basal estática que afecta a la cortante obtenida por medio de ZUCS, los factores de reducción se encuentran afectados por las irregularidades, para ello se halló según las Normas en estudio.

Cuadro 41. Coeficiente de reducción sísmica.

BLOQUE 1		
	Norma E.030 2006	Norma E.030 2018
RX	5.25	6
RY	2.25	3
BLOQUE 2		
	Norma E.030 2006	Norma E.030 2018
RX	5.25	6
RY	2.25	3
BLOQUE 3		

	Norma E.030 2006	Norma E.030 2018
RX	6	4
RY	2.25	3

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 21) en el numeral 3.8. “Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, R” señaló que, el factor de reducción básico del sistema a usarse debe ser afectado por los coeficientes de irregularidad en altura como en planta.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 210) en el artículo 12. “Sistemas estructurales” señaló que, para el diseño por resistencia última, las fuerzas internas sísmicas se deben combinar con factores de carga unitarios, en caso de que no ocurra, el valor R podrá utilizarse con los valores establecidos en el cuadro 3 (ver anexos), previa multiplicación por el factor de carga de sismo.

En el primer bloque, los coeficientes de reducción sísmica en la dirección XX tuvo un incremento de 14.28%, mientras que en la dirección YY incrementó un 33.33%, lo mismo sucede para el segundo bloque, mientras que, en el tercer bloque, los coeficientes de reducción sísmica en la dirección XX tuvo una disminución de 33.33% y para la dirección YY incrementó en 33.33%.

#### **3.5.1.2.1. Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas**

Este coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas para cada uno de los bloques y en cada dirección se estableció de acuerdo al análisis de las cortantes absorbidas en la base por los elementos estructurales como columnas y placas. Se realizó un resumen de los coeficientes básicos de reducción que se utilizaron para cada dirección en análisis.

Cuadro 42. Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas.

BLOQUE 1				
Norma E.030 2006		Norma E.030 2018		
RoX	7	Dual	6	Muros estructurales
RoY	3	Albañilería	3	Albañilería
BLOQUE 2				
Norma E.030 2006		Norma E.030 2018		
RoX	7	Dual	6	Muros estructurales
RoY	3	Albañilería	3	Albañilería
BLOQUE 3				
Norma E.030 2006		Norma E.030 2018		
RoX	8	Pórticos	8	Pórticos
RoY	3	Albañilería	3	Albañilería

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 17) en el numeral 3.4. “Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas  $R_o$ ” señaló que, este coeficiente dependía de los materiales usados y el sistema de estructuración en cada dirección de análisis, siendo para concreto armado: Dual, con un valor de 7; muros estructurales con un valor de 6.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 210) en el artículo 12. “Sistemas estructurales” señaló que, los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de la estructuración, siendo los coeficientes para concreto armado: Dual con un valor de 7, albañilería con un valor de 3.

### 3.5.1.2.2. Irregularidad en planta

Se determinaron las irregularidades en planta para cada uno de los bloques, teniendo como base principal la estructuración de los planos arquitectónicos, en el cual se observaron todos los detalles, tanto de cortes como elevaciones, a continuación, se observan las tablas de irregularidades aplicando ambas normas en análisis:

Cuadro 43. Irregularidad en planta.

BLOQUE 1				
		Norma E.030 2006	Norma E.030 2018	
IpX	1	No existe irregularidad	1	No existe irregularidad
IpY	1	No existe irregularidad	1	No existe irregularidad
BLOQUE 2				
		Norma E.030 2006	Norma E.030 2018	
IpX	1	No existe irregularidad	1	No existe irregularidad
IpY	1	No existe irregularidad	1	No existe irregularidad
BLOQUE 3				
		Norma E.030 2006	Norma E.030 2018	
IpX	1	No existe irregularidad	0.5	Irregularidad de rigidez extrema
IpY	1	No existe irregularidad	1	No existe irregularidad

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 18) en el capítulo 3, punto 3.6. “Factores de Irregularidad (Ia, Ip)” señaló que, se tomarán los factores menores para cada tipo de irregularidad, como los que fueron mencionados en el cuadro 4 (ver anexos). Las irregularidades estructurales en planta, se dará en las dos direcciones. Si se da el caso de que se aplicaran los valores de las tablas 4 y 5 (ver anexos), ambas en función a la tabla 6 (ver anexos) entonces se toma para cada factor el valor mínimo obtenido en ambas direcciones.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 210) en el artículo 11. “Configuración Estructural” señaló que, en caso encontrarse durante el análisis problemas de irregularidad de cualquier tipo, el valor del  $R_o$  será multiplicado únicamente por  $\frac{3}{4}$  o 0.75.

Para los casos donde no exista irregularidad de ningún tipo, los valores de Ia e Ip serán igual a 1, cumpliendo para el bloque 1.

### 3.5.1.2.3. Irregularidad en altura

Se determinaron las irregularidades en altura para cada uno de los bloques, teniendo como base principal la estructuración de los planos arquitectónicos, en el cual se observaron los detalles de cortes y elevaciones, a continuación, se observa las tablas de irregularidades con la aplicación de ambas normas:

Cuadro 44. Irregularidad en altura.

BLOQUE 1				
		Norma E.030 2006	Norma E.030 2018	
IaX	0.75	Piso blando	1	No existe irregularidad
IaY	0.75	Piso blando	1	No existe irregularidad
BLOQUE 2				
		Norma E.030 2006	Norma E.030 2018	
IaX	0.75	Piso blando	1	No existe irregularidad
IaY	0.75	Piso blando	1	No existe irregularidad
BLOQUE 3				
		Norma E.030 2006	Norma E.030 2018	
IaX	0.75	Piso blando	1	No existe irregularidad
IaY	0.75	Piso blando	1	No existe irregularidad

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 18) en el capítulo 3, punto 3.6. “Factores de Irregularidad (Ia, Ip)” señaló que, se tomarán los factores menores para cada tipo de irregularidad, como los que fueron mencionados en el cuadro 4 (ver anexos). Las irregularidades estructurales en planta, se dará en las dos direcciones. Si se da el caso de que se aplicaran los valores de las tablas 4 y 5 (ver anexos) entonces se toma para cada factor el valor mínimo obtenido en ambas direcciones.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 210) en el artículo 11. “Configuración Estructural” señaló que, en caso encontrarse durante el análisis problemas de irregularidad de cualquier tipo, el valor del  $R_o$  será multiplicado únicamente por  $\frac{3}{4}$  o 0.75.



Para los casos donde no exista irregularidad de ningún tipo, los valores de  $I_a$  e  $I_p$  serán igual a 1, cumpliendo para el bloque 1.

### 3.5.1.3. Estimación del peso total de la edificación

Para estimar el peso sísmico de la edificación en estudio, se trabajó según ambas normas lo indican, para su evaluación se tomó el cien por ciento de la carga muerta, adicionando el cincuenta por ciento de la sobrecarga total, respecto a la categoría de la edificación correspondiente.

En el software ETABS en el comando Define > Load Combinations, generó una combinación por medio de factores, para el caso de carga muerta, un factor de 1 y para la sobrecarga, un factor de 0.5. El peso sísmico resultó ser el mismo para cada bloque en la evaluación sísmica para ambas Normas; a continuación, la estimación de este en los siguientes cuadros.

Cuadro 45. Peso sísmico del BLOQUE 1.

Nivel	Diafragma	Peso	Peso	Caso de Carga/Combo
		Sísmico/Nivel	Acumulado	
		ton	ton	
Techo 03	Diafragma 03	<b>84.79</b>	84.79	Peso Total
Techo 02	Diafragma 02	<b>100.04</b>	184.83	Peso Total
Techo 01	Diafragma 01	<b>103.87</b>	288.70	Peso Total
<b>PS=100%+50%CV</b>		<b>288.70</b>	<b>ton</b>	

Cuadro 46. Peso sísmico del BLOQUE 2.

Nivel	Diafragma	Peso	Peso	Caso de Carga/Combo
		Sísmico/Nivel	Acumulado	
		ton	ton	
Techo 05	Diafragma 05	<b>267.34</b>	267.34	Peso Total
Techo 04	Diafragma 04	<b>289.38</b>	556.72	Peso Total
Techo 03	Diafragma 03	<b>315.49</b>	872.21	Peso Total
<b>PS=100%+50%CV</b>		<b>872.21</b>	<b>ton</b>	

Cuadro 47. Peso sísmico del BLOQUE 3.

Nivel	Diafragma	Peso	Peso	Caso de Carga/Combo
		Sísmico/Nivel	Acumulado	
		ton	ton	
Techo 03	Diafragma 03	<b>105.28</b>	105.28	Peso Total
Techo 02	Diafragma 02	<b>99.14</b>	204.42	Peso Total
Techo 01	Diafragma 01	<b>66.78</b>	271.20	Peso Total
<b>PS=100%+50%CV</b>		<b>271.20</b>	<b>ton</b>	

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 23) en el numeral 4.3. “Estimación del peso” señaló que, el peso sísmico será el total de la carga permanente más una fracción de la sobrecarga, donde las edificaciones de categoría A y B, toman el 50% de la carga viva.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2003, p. 211) en el numeral 16.3., “Peso de la Edificación” señaló que, el peso sísmico será el total de la carga muerta más una fracción de la sobrecarga, donde las edificaciones de categoría A y B, toman el 50% de la carga viva.

Durante el cálculo del peso sísmico no se encontró diferencias ni variaciones. Cabe señalar dentro del monto tomado de carga muerta, estuvo el peso por cargas repartidas aplicadas en los elementos vigas y losas.

#### 3.5.1.3.1. Porcentaje de carga muerta

Se utilizó el cien por ciento de la carga muerta para la evaluación (100%CM) para todos los bloques en estudio, aplicando ambas normas.

#### 3.5.1.3.2. Porcentaje de sobrecarga

Se aplicó el cincuenta por ciento de la sobrecarga (50%CV) para cada uno de los bloques de la edificación en estudio, según la categoría que le corresponde. Este valor se aplicó para la evaluación con ambas normas puesto que no hubo variación alguna.

Cuadro 48. Porcentaje de sobrecarga.

BLOQUE 1, 2 y 3			
Norma E.030 2006		Norma E.030 2018	
Categoría A	50%CV	Categoría A2	50%CV
Categoría A	50%CV	Categoría A2	50%CV

### 3.5.2. Distribución de cargas laterales

De acuerdo a ambas normas de Diseño Sismorresistente, el análisis estático no debió ser un método de diseño si es que se logra determinar irregularidades en altura y en planta en la edificación según indican los puntos establecidos en el reglamento, no obstante, hubo la necesidad de encontrar un factor de escala con la finalidad de determinar la cortante mínima basal de diseño, por ello se realizó el cálculo de la fuerza estática de diseño, siendo este, el agente principal para determinar el factor de reducción sísmica afectada con las irregularidades que presenta cada bloque.

Para precisar de una mejor manera los factores de irregularidad, se generó una distribución de cargas laterales en cada entrepiso, se presenta a continuación los cuadros que precisan este punto.

### BLOQUE 1

Cuadro 49. Distribución lateral de fuerzas sísmicas para el eje XX- 2006

Norma E.030 2006					
Nivel	Peso Total ton	Hi m	Pi*(Hi)	Alfai	Fi Ton
Techo 03	84.79	10.65	903.030	0.429	42.46
Techo 02	100.04	7.5	750.268	0.356	35.28
Techo 01	103.87	4.35	451.850	0.215	21.25
		$\Sigma Pi*(Hi)$	2105.148	<b>VEXX</b>	98.98

Cuadro 50. Distribución lateral de fuerzas sísmicas para el eje YY- 2006

Norma E.030 2006					
Nivel	Peso Total ton	Hi m	Pi*(Hi)	Alfai	Fi Ton
Techo 03	84.79	10.65	903.030	0.429	99.07
Techo 02	100.04	7.5	750.268	0.356	82.31
Techo 01	103.87	4.35	451.850	0.215	49.57
		$\Sigma Pi*(Hi)$	2105.148	<b>VEYY</b>	230.96

Cuadro 51. Distribución lateral de fuerzas sísmicas para el eje XX- 2018

Norma E.030 2018					
Nivel	Peso Total ton	Hi m	Pi*(Hi)^k	Alfai	Fi Ton
Techo 03	103.87	10.65	1106.253	0.497	42.38
Techo 02	100.04	7.5	750.268	0.337	28.74
Techo 01	84.79	4.35	368.843	0.166	14.13
		$\Sigma Pi*(Hi)^k$	2225.364	<b>VEXX</b>	85.26

Cuadro 52. Distribución lateral de fuerzas sísmicas para el eje YY- 2018

Norma E.030 2018					
Nivel	Peso Total ton	Hi m	Pi*(Hi)^k	Alfai	Fi Ton
Techo 03	103.87	10.65	1106.253	0.497	84.76
Techo 02	100.04	7.5	750.268	0.337	57.49
Techo 01	84.79	4.35	368.843	0.166	28.26
		$\Sigma Pi*(Hi)^k$	2225.364	<b>VEYY</b>	170.51

## BLOQUE 2

Cuadro 53. Distribución lateral de fuerzas sísmicas para el eje XX- 2006

Nivel			Pi*(Hi)	Alfai	
-------	--	--	---------	-------	--

	<b>Peso Total ton</b>	<b>Hi m</b>			<b>Fi Ton</b>
Techo 03	267.34	10.65	2847.154	0.446	<b>133.25</b>
Techo 02	289.38	7.5	2170.329	0.340	<b>101.57</b>
Techo 01	315.49	4.35	1372.386	0.215	<b>64.23</b>
		$\Sigma P_i*(H_i)$	6389.869	<b>VEXX</b>	<b>299.04</b>

Cuadro 54. Distribución lateral de fuerzas sísmicas para el eje YY- 2006

<b>Nivel</b>	<b>Peso Total ton</b>	<b>Hi m</b>	<b>Pi*(Hi)</b>	<b>Alfai</b>	<b>Fi Ton</b>
Techo 03	267.34	10.65	2847.154	0.446	<b>310.91</b>
Techo 02	289.38	7.5	2170.329	0.340	<b>237.00</b>
Techo 01	315.49	4.35	1372.386	0.215	<b>149.86</b>
		$\Sigma P_i*(H_i)$	6389.869	<b>VEYY</b>	<b>697.77</b>

Cuadro 55. Distribución lateral de fuerzas sísmicas para el eje XX- 2018

<b>Nivel</b>	<b>Peso Total ton</b>	<b>Hi m</b>	<b>Pi*(Hi)^k</b>	<b>Alfai</b>	<b>Fi Ton</b>
Techo 03	267.20	10.65	2845.694	0.446	<b>114.71</b>
Techo 02	289.23	7.5	2169.225	0.340	<b>87.44</b>
Techo 01	315.34	4.35	1371.746	0.215	<b>55.30</b>
		$\Sigma P_i*(H_i)^k$	6386.665	<b>VEXX</b>	<b>257.45</b>

Cuadro 56. Distribución lateral de fuerzas sísmicas para el eje YY- 2018

<b>Nivel</b>	<b>Peso Total ton</b>	<b>Hi m</b>	<b>Pi*(Hi)^k</b>	<b>Alfai</b>	<b>Fi Ton</b>
Techo 03	267.20	10.65	2845.694	0.446	<b>229.42</b>
Techo 02	289.23	7.5	2169.225	0.340	<b>174.88</b>

Techo 01	315.34	4.35	1371.746	0.215	<b>110.59</b>
		$\sum Pi^*(Hi)^k$	6386.665	<b>VEYY</b>	<b>514.89</b>

### BLOQUE 3

Cuadro 57. Distribución lateral de fuerzas sísmicas para el eje XX- 2006

Nivel	Peso Total ton	Hi m	Pi*(Hi)	Alfai	Fi Ton
Techo 03	105.28	10.65	1121.190	0.520	<b>28.37</b>
Techo 02	99.14	7.5	743.578	0.345	<b>16.55</b>
Techo 01	66.78	4.35	290.500	0.135	<b>6.47</b>
		$\sum Pi^*(Hi)$	2155.267	<b>VEXX</b>	<b>51.39</b>

Cuadro 58. Distribución lateral de fuerzas sísmicas para el eje YY- 2006

Nivel	Peso Total ton	Hi m	Pi*(Hi)	Alfai	Fi Ton
Techo 03	105.28	10.65	1121.190	0.520	<b>112.87</b>
Techo 02	99.14	7.5	743.578	0.345	<b>74.85</b>
Techo 01	66.78	4.35	290.500	0.135	<b>29.24</b>
		$\sum Pi^*(Hi)$	2155.267	<b>VEYY</b>	<b>216.96</b>

Cuadro 59. Distribución lateral de fuerzas sísmicas para el eje XX- 2018

Nivel	Peso Total ton	Hi m	Pi*(Hi)^k	Alfai	Fi Ton
Techo 05	105.28	10.65	1909.118	0.548	<b>41.58</b>
Techo 04	99.14	7.5	1170.079	0.336	<b>25.48</b>
Techo 03	66.78	4.35	404.396	0.116	<b>8.81</b>
		$\sum Pi^*(Hi)^k$	3483.592	<b>VEXX</b>	<b>75.87</b>

Cuadro 60. Distribución lateral de fuerzas sísmicas para el eje YY- 2018

Nivel	Peso Total ton	Hi m	Pi*(Hi)^k	Alfai	Fi Ton
Techo 03	105.28	10.65	1121.190	0.520	<b>83.33</b>
Techo 02	99.14	7.5	743.578	0.345	<b>55.26</b>
Techo 01	66.78	4.35	290.500	0.135	<b>21.59</b>
		$\sum P_i \cdot (H_i)^k$	2155.267	<b>VEYY</b>	<b>160.18</b>

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 24) en el numeral 4.5.3. “Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura” señaló que, la fuerza repartida en cada entrepiso se calculó como la multiplicación de un coeficiente alfa por la cortante basal estática total calculada.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 212) en el numeral 17.4., “Distribución de la fuerza sísmica en altura” señaló que, la fuerza repartida en cada entrepiso se calculó como la multiplicación de la fuerza cortante basal estática menos una fuerza “Fa” aplicada en la parte superior de la edificación, todo ello por la división peso del entrepiso por la altura acumulada entre la sumatoria del peso del entrepiso por la altura acumulada.

Cuadro 61. Variaciones en las fuerzas laterales en el eje XX

BLOQUE 1			
Fuerzas laterales con la Norma E.030 2006	Fuerzas laterales con la Norma E.030 2018	Variación	Descripción
XX	XX		
42.46	42.38	0.19%	DISMINUYE
35.28	28.74	18.53%	DISMINUYE
21.25	14.13	33.50%	DISMINUYE
Fuerzas laterales con la Norma E.030 2006	Fuerzas laterales con la Norma E.030 2018	Variación	Descripción

YY	YY		
99.07	84.76	14.44%	DISMINUYE
82.31	57.49	30.15%	DISMINUYE
49.57	28.26	42.98%	DISMINUYE

Para el bloque 1, las fuerzas estáticas laterales de entrepiso en la dirección XX disminuyeron con un máximo de 33.50%, mientras que para la dirección YY disminuyó también en un máximo de 42.98%.

Cuadro 62. Variaciones en las fuerzas laterales en el eje XX

BLOQUE 2			
Fuerzas laterales con la Norma E.030 2006	Fuerzas laterales con la Norma E.030 2018	Variación	Descripción
XX	XX		
133.25	114.71	13.91%	DISMINUYE
101.57	87.44	13.91%	DISMINUYE
64.23	55.30	13.90%	DISMINUYE
Fuerzas laterales con la Norma E.030 2006	Fuerzas laterales con la Norma E.030 2018	Variación	Descripción
YY	YY		
310.91	229.42	26.21%	DISMINUYE
237.00	174.88	26.21%	DISMINUYE
149.86	110.59	26.20%	DISMINUYE

Para el bloque 2, las fuerzas estáticas laterales de entrepiso en la dirección XX disminuyeron con un máximo de 13.91%, mientras que para la dirección YY disminuyó también en un máximo de 26.21%.



Cuadro 63. Variaciones en las fuerzas laterales en el eje XX

BLOQUE 3			
Fuerzas laterales con la Norma E.030 2006	Fuerzas laterales con la Norma E.030 2018	Variación	Descripción
XX	XX		
28.37	41.58	46.56%	AUMENTA
16.55	25.48	53.95%	AUMENTA
6.47	8.81	36.16%	AUMENTA
Fuerzas laterales con la Norma E.030 2006	Fuerzas laterales con la Norma E.030 2018	Variación	Descripción
YY	YY		
112.87	83.33	26.17%	DISMINUYE
74.85	55.26	26.17%	DISMINUYE
29.24	21.59	26.16%	DISMINUYE

Para el bloque 2, las fuerzas estáticas laterales de entrepiso en la dirección XX aumentaron con un máximo de 53.95%, mientras que para la dirección YY disminuyó también en un máximo de 26.17%.

### 3.5.3. Centro de masa

Se logró obtener en el programa ETABS, otorgando a cada nivel de la estructura la función de diafragma rígido.

En los siguientes cuadros se muestran las coordenadas del centro de masa para cada uno de los bloques de la edificación en estudio:

Cuadro 64. Centro de masas para el BLOQUE 1

Norma E.030 2006 y Norma E.030 2018			
Nivel	Diafragma	XCM	YCM
		m	m
Techo 03	D3	4.2494	4.1661
Techo 02	D2	4.2364	3.9967
Techo 01	D1	4.2424	4.0384

Cuadro 65. Centro de masas para el BLOQUE 2

Norma E.030 2006 y Norma E.030 2018			
Nivel	Diafragma	XCM	YCM
		m	m
Techo 03	D3	13.2895	4.4035
Techo 02	D2	13.3371	4.2435
Techo 01	D1	13.348	4.2897

Cuadro 66. Centro de masas para el BLOQUE 3

Norma E.030 2006 y Norma E.030 2018			
Nivel	Diafragma	XCM	YCM
		m	m
Techo 03	D3	3.2847	3.8598
Techo 02	D2	3.3707	3.6994
Techo 01	D1	3.3665	3.6584

Las Normas de diseño sismorresistente no presentan puntos en específico sobre centro de masas; sin embargo, estos valores se toman según los criterios de estructuración, que se encuentran incluidos en las Normas en estudio, estos valores de centro de nada tienen la finalidad de mantener un equilibrio adecuado para el comportamiento generado por sismos en el futuro.

### 3.5.4. Excentricidad accidental

Con la aplicación de excentricidad para el análisis estático en el programa ETABS se utilizó el comando Load Patterns, colocando el 0.05 en Additional Eccentricity Ratio (all diaphragms) en todos los bloques del colegio en estudio.

En las Normas de Diseño Sismorresistente del 2006 y la del 2018 se han propuesto una excentricidad accidental del 5%, debido a problemas constructivos, variaciones en los cálculos y lo real, dichas excentricidades que se calcularon se muestran en las siguientes tablas para cada bloque en estudio:

Cuadro 67. Excentricidad accidental para el BLOQUE 1

Norma E.030 2006 y Norma E.030 2018	
Coef. Eaccxx	0.05
Dist Y (m)	9.00
Eaccyy (m)	0.45
Coef. Eaccyy	0.05
Dist X (m)	9.05
Eaccxx (m)	0.45

Cuadro 68. Excentricidad accidental para el BLOQUE 2

Norma E.030 2006 y Norma E.030 2018	
Coef. Eaccxx	0.05
Dist Y (m)	9.00
Eaccyy (m)	0.45
Coef. Eaccyy	0.05
Dist X (m)	26.65
Eaccxx (m)	1.33

Cuadro 69. Excentricidad accidental para el BLOQUE 3

Norma E.030 2006 y Norma E.030 2018	
Coef. Eaccxx	0.05
Dist Y (m)	8.72
Eaccyy (m)	0.44
Coef. Eaccyy	0.05
Dist X (m)	6.80
Eaccxx (m)	0.34

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 27) en el numeral 4.6.5. “Excentricidad Accidental (efectos de Torsión)” se señaló que, la distancia de localización de los centros de masa en cada nivel puede variar un 0.05 veces la dimensión de la edificación en dirección perpendicular a la dirección de análisis. Considerándose para cada caso, el signo más desfavorable.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 212) en el numeral 17.5., “Efectos de Torsión” se señaló que, para cada nivel se aplicó un momento torsor producto de la fuerza actuante por una distancia que resulta ser el producto de 0.05 veces la dimensión perpendicular a la dirección de análisis.

### 3.6. Análisis dinámico modal espectral para las Normas E.030 2006 y E.030 2018

Se realizó un análisis dinámico modal espectral para cada una de las Normas de Diseño Sismorresistente, aplicados en cada bloque de la edificación.

#### 3.6.1. Parámetros sísmicos

Se utilizaron los parámetros siguientes para el estudio:

##### 3.6.1.1. Zonificación

Para el análisis dinámico se utilizó el factor “Z” que para la Norma E.030-2006 fue de 0.40 la aceleración máxima del terreno para la zona 3, mientras

que para la Norma actualizada el factor “Z” presenció un aumento a 0.45 la aceleración máxima del terreno para la zona 4.

Cuadro 70. Zonificación.

BLOQUE 1, 2 y 3				
Norma E.030- 2006			Norma E.030- 2018	
XX	3	0.40g	4	0.45g
YY	3	0.40g	4	0.45g

De acuerdo con Norma 0.30 de Diseño Sismorresistente (2018, p. 8) en el numeral 2.1. “Zonificación” señaló que, existen 4 zonas, siendo la cuarta la más crítica, donde la aceleración máxima del terreno en suelo rígido es de 0.45 con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.

En lo mencionado en el párrafo anterior, así como en el análisis estático, se logró comprender que los valores de las fuerzas cortantes dinámicas en la base obtenidas con la Norma nueva sufrieron un incremento del 12.50% con respecto al valor inicial.

### 3.6.1.2. Uso

Se utilizó el factor uso de la edificación tal y como estipula la Norma E.030 en ambas versiones:

Cuadro 71. Uso de la edificación.

BLOQUE 1, 2 y 3				
Norma E.030 2006			Norma E.030 2018	
XX	1.5	A	1.5	A-2
YY	1.5	A	1.5	A-2

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 14) en el numeral 3.1. “Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso”, señaló que, las instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades, corresponden a la categoría esencial denominada como “A”, estando dentro de la

subcategoría “A2” Edificaciones esenciales cuya función no deberá interrumpirse inmediatamente después de la ocurrencia de un sismo severo.

Así mismo, la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente (2006, p. 210) en el artículo 10. “Categoría de las Edificaciones” señaló que, los centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, corresponden a una categoría esencial general denominada como “A”.

En lo mencionado en el párrafo anterior, en dicho punto no existió ninguna variación en el cálculo de la cortante dinámica, ya que los factores siguen siendo los mismos, para este fin, no se necesitó aplicar los elementos de protección sísmica tal como describe la Norma E.030 2018 debido a la categoría que mantienen las edificaciones.

### 3.6.1.3. Coeficiente de ampliación sísmica

El coeficiente de reducción sísmica se calculó en base a la respuesta estructural respecto a la aceleración del terreno, en los siguientes cuadros se observa las diferencias que fueron encontradas aplicando ambas Normas en estudio:

Cuadro 72. Coeficiente de ampliación sísmica

BLOQUE 1		
	Norma E.030 2006	Norma E.030 2018
CX	2.50	2.50
CY	2.50	2.50
BLOQUE 2		
	Norma E.030 2006	Norma E.030 2018
CX	2.50	2.50
CY	2.50	2.50
BLOQUE 3		
	Norma E.030 2006	Norma E.030 2018
CX	1.579	1.579
CY	2.50	2.50

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 13) en el numeral 2.5. “Factor de amplificación sísmica” señaló que, el coeficiente depende del periodo fundamental y de los periodos intervalos que fueron obtenidos de la condición del perfil del suelo. Se refieren a los intervalos: cuando el periodo fundamental sea menor que el periodo corto, el factor “C” será de 2.5, cuando el periodo fundamental esté entre el periodo corto y largo, el factor “C” será de 2.5 veces la división del periodo corte y el periodo fundamental, cuando el periodo sea mayor que el factor largo, el factor “C” será 2.5 veces la división del producto del periodo corto y del periodo largo sobre el periodo fundamental al cuadrado.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 209) en el artículo 7. “Factor de Amplificación Sísmica” mencionó que, el coeficiente depende del periodo fundamental y el periodo corto dado por el perfil del suelo, con la restricción de ser menor o igual que 2.5.

Los factores de amplificación sísmica en el análisis dinámico para cada bloque no se observó incremento ni disminución ya que el valor dependió de valora determinados que dependen, así mismo de la nasa y rigidez para periodo fundamental y del suelo, este no tiende a variar con facilidad.

### 3.6.2. Coeficiente de reducción sísmica

Los coeficientes de reducción sísmica que fueron utilizados, han sido calculados con el producto del coeficiente básico de reducción sísmica y las irregularidades tanto en altura como en planta.

A continuación, se muestran los cuadros donde fueron calculados los coeficientes de reducción sísmica haciendo uso ambas normas en análisis:

Cuadro 73. Coeficiente de reducción sísmica

BLOQUE 1		
	Norma E.030 2006	Norma E.030 2018
RX	5.25	6
RY	2.25	3

BLOQUE 2		
	Norma E.030 2006	Norma E.030 2018
RX	5.25	6
RY	2.25	3
BLOQUE 3		
	Norma E.030 2006	Norma E.030 2018
RX	6	4
RY	2.25	3

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 21) en el numeral 3.8. “Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, R” señaló que, el factor de reducción básico del sistema a usarse debe ser afectado por los coeficientes de irregularidad en altura como en planta.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 210) en el artículo 12. “Sistemas estructurales” señaló que, para el diseño por resistencia última, las fuerzas internas sísmicas se deben combinar con factores de carga unitarios, en caso de que no ocurra, el valor R podrá utilizarse con los valores establecidos en el cuadro 3 (ver anexos), previa multiplicación por el factor de carga de sismo.

En el primer bloque, los coeficientes de reducción sísmica en la dirección XX tuvo un incremento de 14.28%, mientras que en la dirección YY incrementó un 33.33%, para el segundo bloque se obtuvieron los mismos valores, puesto que los coeficientes son los mismos del primer bloque, mientras que para el tercer bloque los coeficientes de reducción sísmica en la dirección XX disminuyó en 33.33% y para la dirección YY incrementó en 33.33%.

### 3.6.2.1. Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas

Este coeficiente se calculó para cada uno de los bloques y en cada dirección, se dispuso de acuerdo al análisis se las cortantes que fueron absorbidas en la base por elementos estructurales: columnas o placas.



A continuación, se muestran los cuadros donde fueron calculados los coeficientes básicos de reducción sísmica haciendo uso ambas normas en análisis:

Cuadro 74. Coeficiente básico de reducción sísmica

BLOQUE 1				
Norma E.030 2006			Norma E.030 2018	
RoX	7	Dual	6	Muros estructurales
RoY	3	Albañilería	3	Albañilería
BLOQUE 2				
Norma E.030 2006			Norma E.030 2018	
RoX	7	Dual	6	Muros estructurales
RoY	3	Albañilería	3	Albañilería
BLOQUE 3				
Norma E.030 2006			Norma E.030 2018	
RoX	8	Pórticos	8	Pórticos
RoY	3	Albañilería	3	Albañilería

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 17) en el numeral 3.4. “Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas  $R_o$ ” señaló que, este coeficiente dependía de los materiales usados y el sistema de estructuración en cada dirección de análisis, siendo para concreto armado: Dual, con un valor de 7; muros estructurales con un valor de 6.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 210) en el artículo 12. “Sistemas estructurales” señaló que, los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de la estructuración, siendo los coeficientes para concreto armado: Dual con un valor de 7, albañilería con un valor de 3.

### 3.6.2.2. Irregularidad en planta

La irregularidad en planta para cada uno de los bloques fue determinada en base a la estructuración de los planos de arquitectura, tomándose en cuenta los detalles de cortes y elevaciones. Dichos cálculos se muestran en los siguientes cuadros a continuación:

Cuadro 75. Irregularidad en planta

BLOQUE 1				
Norma E.030 2006			Norma E.030 2018	
IpX	1	No existe irregularidad	1	No existe irregularidad
IpY	1	No existe irregularidad	1	No existe irregularidad
BLOQUE 2				
Norma E.030 2006			Norma E.030 2018	
IpX	1	No existe irregularidad	1	No existe irregularidad
IpY	1	No existe irregularidad	1	No existe irregularidad
BLOQUE 3				
Norma E.030 2006			Norma E.030 2018	
IpX	1	No existe irregularidad	0.5	Irregularidad de rigidez extrema
IpY	1	No existe irregularidad	1	No existe irregularidad

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 18) en el capítulo 3, punto 3.6. “Factores de Irregularidad (Ia, Ip)” señaló que, se tomarán los factores menores para cada tipo de irregularidad, como los que fueron mencionados en el cuadro 4 (ver anexos). Las irregularidades estructurales en planta, se dará en las dos direcciones. Si se da el caso de que se aplicaran los valores de las tablas 4 y 5 (ver anexos) entonces se toma para cada factor el valor mínimo obtenido en ambas direcciones.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 210) en el artículo 11. “Configuración Estructural” señaló que, en caso encontrarse durante el análisis problemas de irregularidad de cualquier tipo, el valor del  $R_o$  será multiplicado únicamente por  $\frac{3}{4}$  o 0.75.

Para los casos donde no exista irregularidad de ningún tipo, los valores de “Ia” e “Ip” serán igual a 1, cumpliendo para el bloque 1.

### 3.6.2.3. Irregularidad en altura

La irregularidad en altura para cada uno de los bloques fue determinada en base a la estructuración de los planos de arquitectura, tomándose en cuenta los detalles de cortes y elevaciones. Dichos cálculos se muestran en los siguientes cuadros a continuación:

Cuadro 76. Irregularidad en altura

BLOQUE 1				
Norma E.030 2006			Norma E.030 2018	
IaX	0.75	Piso blando	1	No existe irregularidad
IaY	0.75	Piso blando	1	No existe irregularidad
BLOQUE 2				
Norma E.030 2006			Norma E.030 2018	
IaX	0.75	Piso blando	1	No existe irregularidad
IaY	0.75	Piso blando	1	No existe irregularidad
BLOQUE 3				
Norma E.030 2006			Norma E.030 2018	
IaX	0.75	Piso blando	1	No existe irregularidad
IaY	0.75	Piso blando	1	No existe irregularidad

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 18) en el capítulo 3, punto 3.6. “Factores de Irregularidad (Ia, Ip)” señaló que, se tomarán los factores menores para cada tipo de irregularidad, como los que fueron mencionados en el cuadro 4 (ver anexos).

Las irregularidades estructurales en planta, se dará en las dos direcciones. Si se da el caso de que se aplicaran los valores de las tablas 4 y 5 (ver anexos) entonces se toma para cada factor el valor mínimo obtenido en ambas direcciones.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 210) en el artículo 11. “Configuración Estructural” señaló que, en caso encontrarse durante el análisis problemas de irregularidad de cualquier tipo, el valor del  $R_o$  será multiplicado únicamente por  $\frac{3}{4}$  o 0.75.

Para los casos donde no exista irregularidad de ningún tipo, los valores de  $I_a$  e  $I_p$  serán igual a 1, cumpliendo para el bloque 1.

### **3.6.3. Espectro de pseudo aceleraciones**

Este punto se realizó de acuerdo al periodo fundamental de vibración, quien determinó el valor del coeficiente de amplificación sísmica junto con los periodos “ $T_p$ ” y “ $T_1$ ”, y también la aceleración espectral.

Para generar el cambio del factor de reducción sísmica para cada dirección, se optó por considerar el uso de la plataforma del espectro de aceleración, con la finalidad de que esté en base al periodo fundamental de vibración y al factor de amplificación sísmica, adicionando un valor en función a la zona, uso, suelo, gravedad y el factor de reducción sísmica de diseño.

Para ello se utilizaron los espectros para cada bloque y para la evaluación sísmica aplicadas a ambas normas de Diseño Sismorresistente, se obtuvo como resultado lo que se muestra en los siguientes cuadros:

Cuadro 77. Espectro de pseudo-aceleraciones – BLOQUE 1.

BLOQUE 1			
Espectro - Norma E.030 2006			
XX		YY	
$Sa=ZUSxg/R*C$	CX= 2.50	$Sa=ZUSxg/R*C$	CY= 2.50
ZUSxg/R=	1.34	ZUSxg/R=	3.13
Espectro - Norma E.030 2018			
XX		YY	
$Sa=ZUSxg/R*C$	CX= 2.50	$Sa=ZUSxg/R*C$	CY= 2.50
ZUSxg/R=	1.16	ZUSxg/R=	2.31

En el primer bloque los coeficientes dados por los factores ZUS/R y la gravedad disminuyen en un 13.43% en la dirección XX y para la dirección YY también disminuye en 26.20%, estas variaciones se dieron por las alteraciones que se ha tenido en la actualización de las Normas respectivas en estudio, es por ello que el espectro de respuesta va cambiando.

Cuadro 78. Espectro de pseudo-aceleraciones – BLOQUE 2.

BLOQUE 2			
Espectro - Norma E.030 2006			
XX		YY	
$Sa=ZUSxg/R*C$	CX= 2.50	$Sa=ZUSxg/R*C$	CY= 2.50
ZUSxg/R=	1.56	ZUSxg/R=	3.13
Espectro - Norma E.030 2018			
XX		YY	
$Sa=ZUSxg/R*C$	CX= 2.50	$Sa=ZUSxg/R*C$	CY= 2.50
ZUSxg/R=	1.16	ZUSxg/R=	2.31

En el segundo bloque los coeficientes dados por los factores ZUS/R y la gravedad disminuyeron en 25.64% en la dirección XX, y en la dirección YY disminuyeron en 26.20%. Estas variaciones se dieron a partir de la Norma E.030 2016 respecto a la Norma E.030 2003. Las alteraciones provocaron que el espectro de respuesta cambiara considerablemente.

Cuadro 79. Espectro de pseudo-aceleraciones – BLOQUE 3.

BLOQUE 3			
Espectro - Norma E.030 2006			
XX		YY	
$Sa=ZUSxg/R*C$	CX= 1.579	$Sa=ZUSxg/R*C$	CY= 2.50
ZUSxg/R=	1.17	ZUSxg/R=	3.13
Espectro - Norma E.030 2018			
XX		YY	
$Sa=ZUSxg/R*C$	CX= 1.579	$Sa=ZUSxg/R*C$	CY= 2.50
ZUSxg/R=	1.74	ZUSxg/R=	2.31

En el tercer bloque los coeficientes dados por los factores ZUS/R y la gravedad aumentaron en un 48.71% en la dirección XX y para la dirección YY disminuyó en 26.19%, estas variaciones se dieron por las alteraciones que se ha tenido en la actualización de las Normas respectivas en estudio, es por ello que el espectro de respuesta va cambiando.

### 3.6.4. Control de desplazamientos inelásticos

Para el cálculo de este punto se ha generado la multiplicación de los desplazamientos elásticos por las restricciones establecidas en ambas Normas de estudio.

Para los cálculos que se realizaron con la Norma E.030- 2006, se colocó en el programa ETABS la multiplicación de los desplazamientos elásticos producto del sismo dinámico por 0.75R, para los cálculos que fueron desarrollados para la Norma E.030- 2018, se multiplicó los desplazamientos elásticos por 0.75R, para los bloques regulares y R para los irregulares. En secuencia se muestran los desplazamientos inelásticos aplicados en cada bloque, para ello se presentan los siguientes cuadros:

Cuadro 80. Desplazamientos inelásticos del BLOQUE 1

Norma E.030 2006						
Nivel	Caso de carga	Dirección	Deriva	Caso de carga	Dirección	Deriva
Techo 03	DerivaSDXX Max	X	<b>0.0062</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.0012</b>
Techo 02	DerivaSDXX Max	X	<b>0.0075</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.0018</b>
Techo 01	DerivaSDXX Max	X	<b>0.0048</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.0016</b>
Norma E.030 2018						
Nivel	Caso de carga	Dirección	Deriva	Caso de carga	Dirección	Deriva
Techo 03	DerivaSDXX Max	X	<b>0.0071</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.0012</b>
Techo 02	DerivaSDXX Max	X	<b>0.0085</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.0017</b>
Techo 01	DerivaSDXX Max	X	<b>0.0052</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.0014</b>



Cuadro 81. Desplazamientos inelásticos del BLOQUE 2

Norma E.030 2006						
Nivel	Caso de carga	Dirección	Deriva	Caso de carga	Dirección	Deriva
Techo 03	DerivaSDXX Max	X	<b>0.0049</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.0013</b>
Techo 02	DerivaSDXX Max	X	<b>0.0049</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.0019</b>
Techo 01	DerivaSDXX Max	X	<b>0.0029</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.0020</b>
Norma E.030 2018						
Nivel	Caso de carga	Dirección	Deriva	Caso de carga	Dirección	Deriva
Techo 03	DerivaSDXX Max	X	<b>0.0046</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.0013</b>
Techo 02	DerivaSDXX Max	X	<b>0.0048</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.0019</b>
Techo 01	DerivaSDXX Max	X	<b>0.0028</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.0020</b>

Cuadro 82. Desplazamientos inelásticos del BLOQUE 3

Norma E.030 2006						
Nivel	Caso de carga	Dirección	Deriva	Caso de carga	Dirección	Deriva
Techo 03	DerivaSDXX Max	X	<b>0.0109</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.0015</b>
Techo 02	DerivaSDXX Max	X	<b>0.0196</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.0020</b>
Techo 01	DerivaSDXX Max	X	<b>0.0318</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.0020</b>
Norma E.030 2018						

Nivel	Caso de carga	Dirección	Deriva	Caso de carga	Dirección	Deriva
Techo 03	DerivaSDXX Max	X	<b>0.0122</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.0015</b>
Techo 02	DerivaSDXX Max	X	<b>0.0205</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.0018</b>
Techo 01	DerivaSDXX Max	X	<b>0.0295</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.0015</b>

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 29) en el numeral 5.1., “Determinación de Desplazamientos Laterales” mostró que, los desplazamientos laterales se calcularon multiplicando 0.85R los resultados obtenidos para edificaciones regulares y R son los resultados obtenidos para edificaciones irregulares.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 211) en el numeral 16.4., “Desplazamientos Laterales” mostró que, los desplazamientos laterales producto del análisis lineal y elástico con solicitaciones sísmicas reducidas, fueron multiplicados por 0.75R.

Así mismo, se calcularon los desplazamientos que han sido dados por el análisis dinámico, dichos desplazamientos fueron visualizados con anterioridad, para lo que continúa se muestran las variaciones ocurridas.

Cuadro 83. Variación de desplazamientos inelásticos del BLOQUE 1

BLOQUE 1				
Nivel	Norma E.030 2006	Norma E.030 2018	Variación	Descripción
	XX	XX		
Techo 3	<b>0.0062</b>	<b>0.0071</b>	14.52%	AUMENTA
Techo 2	<b>0.0075</b>	<b>0.0085</b>	21.43%	AUMENTA
Techo 1	<b>0.0048</b>	<b>0.0052</b>	8.33%	AUMENTA

Nivel	Norma E.030 2006	Norma E.030 2018	Variación	Descripción
	YY	YY		
Techo 3	<b>0.0012</b>	<b>0.0012</b>	0.00%	NO VARÍA
Techo 2	<b>0.0018</b>	<b>0.0017</b>	5.55%	DISMINUYE
Techo 1	<b>0.0016</b>	<b>0.0014</b>	12.5%	DISMINUYE

La variación máxima que se encontró en el primer bloque fue de 21.43% en la dirección XX, mientras que para la dirección YY se encontró una disminución máxima de 12.5%.

Cuadro 84. Variación de desplazamientos inelásticos del BLOQUE 2

BLOQUE 2				
Nivel	Norma E.030 2006	Norma E.030 2018	Variación	Descripción
	XX	XX		
Techo 3	<b>0.0049</b>	<b>0.0046</b>	6.12%	DISMINUYE
Techo 2	<b>0.0049</b>	<b>0.0048</b>	2.04%	DISMINUYE
Techo 1	<b>0.0029</b>	<b>0.0028</b>	3.45%	DISMINUYE
Nivel	Norma E.030 2006	Norma E.030 2018	Variación	Descripción
	YY	YY		
Techo 3	<b>0.0013</b>	<b>0.0013</b>	0.00%	NO VARÍA
Techo 2	<b>0.0019</b>	<b>0.0019</b>	0.00%	NO VARÍA
Techo 1	<b>0.0020</b>	<b>0.0020</b>	0.00%	NO VARÍA

En el segundo bloque se encontró una disminución máxima en la dirección XX de 6.12%, mientras que en la dirección YY no hubo variación alguna.

Cuadro 85. Variación de desplazamientos inelásticos del BLOQUE 3

BLOQUE 3				
Nivel	Norma E.030	Norma E.030	Variación	Descripción
	2006	2018		
	XX	XX		
Techo 3	<b>0.0109</b>	<b>0.0122</b>	11.93%	AUMENTA
Techo 2	<b>0.0196</b>	<b>0.0205</b>	4.59%	AUMENTA
Techo 1	<b>0.0318</b>	<b>0.0295</b>	7.23%	DISMINUYE
Nivel	Norma E.030	Norma E.030	Variación	Descripción
	2006	2018		
	YY	YY		
Techo 3	<b>0.0015</b>	<b>0.0015</b>	0.00%	NO VARÍA
Techo 2	<b>0.0020</b>	<b>0.0018</b>	10%	DISMINUYE
Techo 1	<b>0.0020</b>	<b>0.0015</b>	25%	DISMINUYE

Para el tercer bloque se encontró un incremento máximo en la dirección XX de 11.93%, mientras que en la dirección YY se encontró una disminución máxima de 25%.

### 3.6.5. Fuerza basal mínima de diseño

Para este punto se determinó tomando en cuenta la fuerza cortante estática, donde la cortante de diseño sea por lo menos el 80% o 90% de la cortante estática; no obstante, este depende de la situación en que se encuentre cada bloque respecto a las irregularidades que nos muestran ambas Normas.

Una vez que se obtuvo el factor escala, se procedió a asignar este valor en el programa, con la finalidad de que este multiplique los valores de las cortantes por cada entrepiso de la estructura, obteniendo así la cortante de diseño en la parte inferior para cada uno de los bloques.

Estas fuerzas mínimas de diseño que se realizó en cada bloque se observan en los siguientes cuadros:

Cuadro 86. Fuerzas de diseño de 80% - 90% de la cortante estática.

BLOQUE 1			
Norma E.030 2006			
XX		YY	
SXX Max	89.09 ton	SYY Max	211.09 ton
Norma E.030 2018			
XX		YY	
SXX Max	61.91 ton	SYY Max	152.69 ton
BLOQUE 2			
Norma E.030 2006			
XX		YY	
SXX Max	269.14 ton	SYY Max	627.99 ton
Norma E.030 2018			
XX		YY	
SXX Max	205.96 ton	SYY Max	444.12 ton
BLOQUE 3			
Norma E.030 2006			
XX		YY	
SXX Max	55.67 ton	SYY Max	195.67 ton
Norma E.030 2018			
XX		YY	
SXX Max	80.90 ton	SYY Max	140.41 ton

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 27) en el numeral 4.6.4., “Fuerza Cortante Mínima” mostró que, la cortante en el primer entrepiso debe ser por lo menos el 80% de la cortante estática para estructuras regulares o el 90% de la cortante estática para estructuras irregulares.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 213) en el numeral 18.2. d), “Fuerza Cortante Mínima en la Base” mostró que, para cada dirección de análisis se debe considerar por lo menos el 80% de la cortante estática para estructuras regulares o el 90% de la cortante estática para estructuras irregulares.

Para el primer bloque, la cortante de sismo dado en la dirección XX disminuyó en 30.51%, mientras que para la dirección YY disminuyó en 27.66%, para el segundo bloque, la cortante de sismo dado en la dirección XX disminuyó en 23.47%, mientras que para la dirección YY disminuyó en 29.27%, y para el tercer bloque, la cortante de sismo dado en la dirección XX incrementó en 45.32%, mientras que para la dirección YY disminuyó en 28.24%.

### 3.6.5.1. Factor de escala

Se realizó una escala proporcional entre la cortante estática y la cortante dinámica con la finalidad de hallar un valor que determine la cortante de diseño, con tal de que llegue a cumplir lo que se indicó en el punto anterior, llegue al 80% o 90% de la cortante estática, tomando en cuenta que esta cortante es una fuerza mínima establecida por ambas normas, no obstante, este punto sirve para los cálculos de concreto armado.

En el software ETABS se modificó la cortante dinámica de sismo XX e YY colocando en su lugar los sismos de diseño SXX y SYY, en los siguientes cuadros se muestran los factores de escala que se realizó para cada bloque aplicando ambas Normas:

Cuadro 87. Factores de escala en el BLOQUE 1

BLOQUE 1				Variación	Descripción	Variación	Descripción
Norma E.030 2006		Norma E.030 2018					
Factores de escala		Factores de escala					
XX	YY	XX	YY	XX		YY	
1.01694	1	1	1	1.66%	DISMINUYE	0.00%	NO VARÍA
BLOQUE 2				Variación	Descripción	Variación	Descripción
Norma E.030 2006		Norma E.030 2018					
Factores de escala		Factores de escala					
XX	YY	XX	YY	XX		YY	
1.11817	1.02245	1.03848	1	7.12%	DISMINUYE	2.19%	DISMINUYE
BLOQUE 3				Variación	Descripción	Variación	Descripción
Norma E.030 2006		Norma E.030 2018					

Factores de escala		Factores de escala					
XX	YY	XX	YY	XX		YY	
1	1	1	1	0.00%	NO VARÍA	0.00%	NO VARÍA

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 27) en el numeral 4.6.4., “Fuerza Cortante Mínima” mostró que, en caso sea necesario incrementar el cortante para cumplir con las cortantes mínimas del 80% o 90%, se deberán escalar de manera proporcional.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 213) en el numeral 18.2. d), “Fuerza Cortante Mínima en la Base” señaló que, si en caso sea necesario incrementar la cortante para cumplir con las cortantes mínimas del 80% o 90%, se deberán escalar proporcionalmente.

Se aplicaron todos los factores mostrados anteriormente para finalmente obtener una cortante de diseño, que sísmicamente se trató de disimular para ser utilizado en el diseño en concreto armado.

### **3.7. Diseño en concreto armado**

Para realizar el diseño en concreto armado de cada uno de los tres bloques, se tuvieron en cuenta los siguientes puntos:

#### **3.7.1. Vigas**

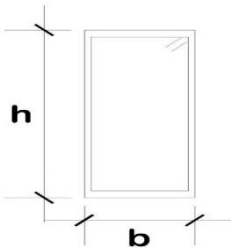
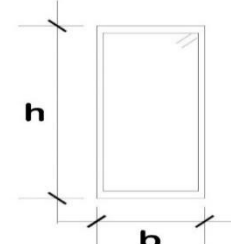
Respecto al análisis sísmico realizado, se presentaron las diferencias en el diseño por flexión y corte de cada una de las vigas en los pórticos de cada bloque en estudio. Dicha diferencia se dio a consecuencia de la cantidad de barras longitudinales, estribos, los diámetros del refuerzo estructural, la longitud y espaciamiento.

##### **3.7.1.1. Diseño por flexión**

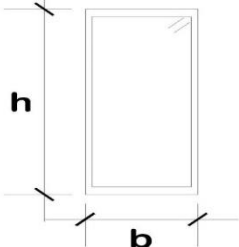
De acuerdo al plano de estructuras del pabellón B del centro educativo Pedro Mercedes Ureña, en el primer bloque la viga V101.201.301 de dimensiones 25x60, a continuación, se muestran los resultados que originó

la variación realizada de acuerdo al diseño por flexión con la Norma E.060 Diseño en Concreto Armado en consideración de los parámetros que presenta la Norma E.030- 2018 Diseño Sismorresistente , tomando como base, los datos presentados en los planos de estructuras que fueron elaborados en base a la Norma E.030 del año 2006.

Cuadro 88. Diseño por flexión para el BLOQUE 1

<b>NORMA E.030- 2018</b>				
				
<b>Diseño por flexión.</b>				
<b>PRIMER TRAMO</b>				
<b>Mu</b>	(-)	6.97	1.74	2.01
	(+)	6.04	1.74	1.71
<b>As= ρbd</b>	(-)	3.52	0.86	0.99
	(+)	3.04	0.86	0.85
<b>As colocado</b>	2Ø1/2"			
	2Ø3/8"			0
	1Ø3/8"			0
	2Ø1/2"			
<b>Mn</b>	(-)	8.82	5.76	5.76
	(+)	7.3	5.76	5.76
<b>ØMn ≥ Mu</b>	<b>CUMPLE</b>			
<b>NORMA E.030- 2018</b>				
				



	<b>Diseño por flexión.</b>		
	<b>SEGUNDO TRAMO</b>		
Mu			
(-)	3.97	4.43	17.73
(+)	3.93	4.43	15.53
As= pbd	1.98	2.21	9.47
	1.96	2.21	8.19
As colocado	2Ø5/8"		
	0		3Ø5/8"
	0		2Ø5/8"+1Ø1/2"
	2Ø5/8"		
Mn	8.8	8.8	19.78
	8.8	8.8	18.5
ØMn≥Mu	CUMPLE		
	<b>NORMA E.030- 2018</b>		
			
	<b>Diseño por flexión.</b>		
	<b>TERCER TRAMO</b>		
	Mu		
(-)	14.61	5.25	1.25
(+)	10.11	5.81	1.93
As= pbd	7.67	2.63	0.61
	5.19	2.92	0.96
As colocado	2Ø5/8"		
	2Ø5/8"		0
	1Ø5/8"		0
	2Ø5/8"		

Mn	16.96	8.8	8.8
	12.96	8.8	8.8
$\emptyset M_n \geq M_u$	CUMPLE		
	<b>Diseño por corte</b>		
Vu a "d"	8.0557	ton	5.2025 ton
$\emptyset V_c$	8.86	ton	8.86 ton
$\emptyset V_s$	27.5	ton	27.5 ton
$\emptyset V_n = \emptyset V_c + \emptyset V_s$	36.36	ton	36.36 ton
$\emptyset V_n \geq V_u$	CUMPLE		

Las variaciones del acero longitudinal se dieron desde que se consideraron las irregularidades en el bloque en estudio, en los planos adquiridos no se consideraron irregularidades, es por ello que el reforzamiento es menor, se toma como si fuera una cuantía mínima para los elementos en flexión.

Sin embargo, en la Norma E.030- 2006 se ha considerado irregularidad en piso blando debido a que dicha verificación se realiza mediante el cálculo de áreas de los elementos verticales de un entrepiso afectado por un factor proveniente de la razón entre las alturas de los pisos, mientras tanto para la Norma actual (E.030- 2018) esta verificación se realiza mediante la rigidez de cada piso aportada por los elementos verticales.

Cuadro 89. Comparación del diseño por flexión V101.201.301

REFUERZO POR FLEXIÓN									
Norma E.030 2006									
Viga 101.201.301									
	PRIMER TRAMO			SEGUNDO TRAMO			TERCER TRAMO		
	Izq.	Cent.	Der.	Izq.	Cent.	Der.	Izq.	Cent.	Der.
Long. Superior	2Ø3/4" + 1Ø5/8"			2Ø3/4" + 1Ø5/8"			2Ø3/4" + 1Ø5/8"		
Bastones Superiores	0	0	0	0	0	2Ø1/2"	2Ø1/2"	0	0
Bastones Inferiores	0	0	0	0	0	2Ø1/2"	2Ø1/2"	0	0
Long. Inferior	2Ø3/4" + 1Ø5/8"			2Ø3/4" + 1Ø5/8"			2Ø3/4" + 1Ø5/8"		
Norma E.030 2018									

Viga101.201.301									
	Izq.	Cent.	Der.	Izq.	Cent.	Der.	Izq.	Cent.	Der.
Long. Superior	2Ø1/2"			2Ø5/8"			2Ø5/8"		
Bastones Superiores	2Ø3/8"	0	0	3Ø5/8"	0	0	2Ø5/8"	0	
Bastones Inferiores	1Ø3/8"	0	0	2Ø5/8"+ 1Ø1/2"	0	0	1Ø5/8"	0	
Long. Inferior	2Ø1/2"			2Ø5/8"			2Ø5/8"		

En el primer tramo, el acero corrido redujo hasta 70.60%, para el segundo tramo, el acero disminuyó hasta 47.92%, en el tercer tramo el mismo porcentaje anterior; estos cambios se produjeron a pesar de haber considerado 1/3 del acero requerido para el acero corrido.

### 3.7.1.2. Diseño por corte

De acuerdo al plano de estructuras del pabellón B del centro educativo Pedro Mercedes Ureña, en el bloque 1 la viga V101.201.301 de dimensiones 25x60, se presenta a continuación la variación que se realizó con el diseño de corte haciendo uso de la Norma E.060, considerando los parámetros que establece la Norma E.030- 2018 con respecto al diseño inicial mostrado en los planos estructurales que dan origen al diseño.

Cuadro 90. Diseño por corte para el BLOQUE 1

	<b>DISEÑO POR CORTE- PRIMER TRAMO</b>			
Vu a "d"	7.3156	ton	2.5062	ton
ØVc	8.88	ton	8.88	ton
ØVs	27.59	ton	27.59	ton
ØVn=ØVc+ØVs	36.47	ton	36.47	ton
ØVn≥Vu	CUMPLE			
	1 Est. Ø3/8", 1@.05, 12@.10, R@.25			
	<b>DISEÑO POR CORTE- SEGUNDO TRAMO</b>			
Vu a "d"	4.8487	ton	14.7771	ton

$\emptyset V_c$	8.86 ton	8.45 ton
$\emptyset V_s$	27.5 ton	26.26 ton
$\emptyset V_n = \emptyset V_c + \emptyset V_s$	36.36 ton	34.72 ton
$\emptyset V_n \geq V_u$	CUMPLE	
	1 Est. $\emptyset 3/8"$ , 1@.05, 12@.10, R@.25	
	<b>DISEÑO POR CORTE- TERCER TRAMO</b>	
$V_u$ a "d"	8.0557 ton	5.2025 ton
$\emptyset V_c$	8.86 ton	8.86 ton
$\emptyset V_s$	27.5 ton	27.5 ton
$\emptyset V_n = \emptyset V_c + \emptyset V_s$	36.36 ton	36.36 ton
$\emptyset V_n \geq V_u$	CUMPLE	
	1 Est. $\emptyset 3/8"$ , 1@.05, R@.10	

La variación de del acero transversal se generó a partir de la consideración de irregularidades en el bloque 1, dicha observación se generó en los planos de estructuras del colegio, donde se halla la ausencia de irregularidades, justamente por ello es que el reforzamiento es menor, el confinamiento que se utilizó son resultados que pudieron haberse tomado de la Norma E.060. En los tramos cortos, el espacio existente entre estribos fue reducido a .10m e incluso en algunos casos a .075m., debido a que la luz no excede de 2m y a la rigidez del elemento.

Cuadro 91. Comparación del diseño por corte V101.201.301

Viga101.201.301		
Norma E.030 2006		
PRIMER TRAMO	SEGUNDO TRAMO	TERCER TRAMO
$\Pi \emptyset 3/8"$ , 1 @ .05, 6 @ .10, R @ .25	$\Pi \emptyset 3/8"$ , 1 @ .05, 6 @ .10, R @ .25	$\Pi \emptyset 3/8"$ , 1 @ .05, 7 @ .10, R @ .20
Norma E.030 2018		
PRIMER TRAMO	SEGUNDO TRAMO	TERCER TRAMO

ΠØ3/8", 1 @ .05, 12 @ .10, R @ .25	ΠØ3/8", 1 @ .05, 12 @ .10, R @ .25	ΠØ3/8", 1 @ .05, R @ .10
---------------------------------------	---------------------------------------	-----------------------------

En el primer tramo, la segunda tanta de estribos aumentó de 6 a 12, para el segundo tramo, la segunda tanta aumenta de la misma manera, mientras que, para el tercer tramo, el acero incrementa al colocarse todos los estribos cada .10m. Según lo visto en el análisis, la diferencia en los primeros tramos se produce de acuerdo al criterio del estructuralista, por lo que se entiende que la cortante actuante lo toman los muros de albañilería por ende en las vigas no se produce mucha fuerza de corte, sin embargo, por disposición de la Norma E.060, se colocaron los primeros estribos hasta dos veces el peralte total de la viga.

### 3.7.1.3. Diseño por capacidad

En este punto, el diseño por capacidad que se realizó para la viga V101.201.301, se consideró verificar que la viga falle por flexión y no por corte. Debido a que en el diseño por flexión se esté colocando demasiado refuerzo longitudinal, el cual genere que el momento nominal se exceda y ocasione un incremento en la cortante. A continuación, se muestra el diseño por capacidad para la viga del bloque 1:

Cuadro 92. Diseño por capacidad para el BLOQUE 1

<b>DISEÑO POR CAPACIDAD- PRIMER TRAMO</b>			
	<b>Cu (ton/m) =</b>	3.55	
	<b>L (m)=</b>	2.85	
<b>As (cm2) =</b>	4.00	<b>As (cm2) =</b>	2.58
<b>A's (cm2) =</b>	3.29	<b>A's (cm2) =</b>	2.58
<b>Mn (ton.m) =</b>	8.82	<b>Mn (ton.m) =</b>	5.76
<b>Mn (ton.m) =</b>	7.30	<b>Mn (ton.m) =</b>	5.76
<b>Mpr (ton.m) =</b>	11.03	<b>Mpr (ton.m) =</b>	7.21
<b>Visostático (ton) =</b>	1.78	<b>Visostático (ton) =</b>	1.78

<b>Vhiperestático (ton) =</b>	6.40		<b>Vhiperestático (ton) =</b>	6.4
<b>Vu (ton) =</b>	8.18		<b>Vu (ton) =</b>	-4.62
<b>Vu (ton) =</b>	7.32			
Los espaciamientos anteriores no cumplen				
	<b>Cu (ton/m) =</b>		3.55	
	<b>L (m)=</b>		2.85	
<b>As (cm2) =</b>	4.00		<b>As (cm2) =</b>	2.58
<b>A's (cm2) =</b>	3.29		<b>A's (cm2) =</b>	2.58
<b>Mn (ton.m) =</b>	8.82		<b>Mn (ton.m) =</b>	5.76
<b>Mn (ton.m) =</b>	7.304		<b>Mn (ton.m) =</b>	5.76
<b>Mpr (ton.m) =</b>	9.13		<b>Mpr (ton.m) =</b>	7.21
<b>Visostático (ton) =</b>	1.78		<b>Visostático (ton) =</b>	1.78
<b>Vhiperestático (ton) =</b>	5.73		<b>Vhiperestático (ton) =</b>	5.73
<b>Vu (ton) =</b>	-3.36		<b>Vu (ton) =</b>	7.51
			<b>Vu (ton) =</b>	2.51
Los espaciamientos anteriores no cumplen				
<b>Vu</b>	8.18	ton	<b>Vu</b>	7.51
<b>Szc =</b>	0.1	m	<b>Szc =</b>	0.1
<b>Ø3/8" - est =</b>	0.71	cm2	<b>Ø3/8" - est =</b>	0.71
<b>Ø =</b>	0.85		<b>Ø =</b>	0.85
<b>ØVc =</b>	8.88	ton	<b>ØVc =</b>	8.88
<b>ØVs =</b>	27.59	ton	<b>ØVs =</b>	27.59
<b>ØVn =</b>	36.47	ton	<b>ØVn =</b>	36.47
<b>ØVn &gt; Vu</b>	VERDADERO		<b>ØVn &gt; Vu</b>	
1 Est. Ø3/8", 1@.05, 12@.10, R@.25				
	<b>Cu (ton/m) =</b>		3.55	
	<b>L (m)=</b>		2.08	
<b>As (cm2) =</b>	4.00		<b>As (cm2) =</b>	10

<b>A's (cm2) =</b>	4.00		<b>A's (cm2) =</b>	9.29
<b>Mn (ton.m) =</b>	8.80		<b>Mn (ton.m) =</b>	19.78
<b>Mn (ton.m) =</b>	8.80		<b>Mn (ton.m) =</b>	18.5
<b>Mpr (ton.m) =</b>	11.00		<b>Mpr (ton.m) =</b>	23.13
<b>Visostático (ton) =</b>	1.78		<b>Visostático (ton) =</b>	1.78
<b>Vhiperestático (ton) =</b>	16.45		<b>Vhiperestático (ton) =</b>	16.45
<b>Vu (ton) =</b>	18.22		<b>Vu (ton) =</b>	-14.67
<b>Vu (ton) =</b>	4.85			
Los espaciamientos anteriores cumplen				
	<b>Cu (ton/m) =</b>		3.55	
	<b>L (m)=</b>		2.08	
<b>As (cm2) =</b>	4.00		<b>As (cm2) =</b>	10
<b>A's (cm2) =</b>	4.00		<b>A's (cm2) =</b>	9.29
<b>Mn (ton.m) =</b>	8.80		<b>Mn (ton.m) =</b>	19.78
<b>Mn (ton.m) =</b>	8.798		<b>Mn (ton.m) =</b>	18.5
<b>Mpr (ton.m) =</b>	11.00		<b>Mpr (ton.m) =</b>	24.72
<b>Visostático (ton) =</b>	1.78		<b>Visostático (ton) =</b>	1.78
<b>Vhiperestático (ton) =</b>	17.21		<b>Vhiperestático (ton) =</b>	17.21
<b>Vu (ton) =</b>	-15.44		<b>Vu (ton) =</b>	18.99
			<b>Vu (ton) =</b>	14.78
Los espaciamientos anteriores cumplen				
<b>Vu</b>	18.22	ton	<b>Vu</b>	18.99
<b>Szc =</b>	0.1	m	<b>Szc =</b>	0.1
<b>Ø3/8" - est =</b>	0.71	cm2	<b>Ø3/8" - est =</b>	0.71
<b>Ø =</b>	0.85		<b>Ø =</b>	0.85
<b>ØVc =</b>	8.86	ton	<b>ØVc =</b>	8.45

$\emptyset V_s =$	27.5	ton	$\emptyset V_s =$	26.26
$\emptyset V_n =$	36.36	ton	$\emptyset V_n =$	34.72
$\emptyset V_n > V_u$	VERDADERO		$\emptyset V_n > V_u$	
1 Est. $\emptyset 3/8"$ , 1@.05, 12@.10, R@.25				
	<b>Cu (ton/m) =</b>		4.78	
	<b>L (m)=</b>		1.95	
<b>As (cm2) =</b>	8.00		<b>As (cm2) =</b>	4
<b>A's (cm2) =</b>	6.00		<b>A's (cm2) =</b>	4
<b>Mn (ton.m) =</b>	16.96		<b>Mn (ton.m) =</b>	8.8
<b>Mn (ton.m) =</b>	12.96		<b>Mn (ton.m) =</b>	8.8
<b>Mpr (ton.m) =</b>	21.20		<b>Mpr (ton.m) =</b>	11
<b>Visostático (ton) =</b>	2.39		<b>Visostático (ton) =</b>	2.39
<b>Vhiperestático (ton) =</b>	16.51		<b>Vhiperestático (ton) =</b>	16.51
<b>Vu (ton) =</b>	18.90		<b>Vu (ton) =</b>	-14.12
<b>Vu (ton) =</b>	8.06			
Los espaciamientos anteriores cumplen				
	<b>Cu (ton/m) =</b>		4.78	
	<b>L (m)=</b>		1.95	
<b>As (cm2) =</b>	8.00		<b>As (cm2) =</b>	4
<b>A's (cm2) =</b>	6.00		<b>A's (cm2) =</b>	4
<b>Mn (ton.m) =</b>	16.96		<b>Mn (ton.m) =</b>	8.8
<b>Mn (ton.m) =</b>	12.959		<b>Mn (ton.m) =</b>	8.8
<b>Mpr (ton.m) =</b>	16.20		<b>Mpr (ton.m) =</b>	11
<b>Visostático (ton) =</b>	2.39		<b>Visostático (ton) =</b>	2.39
<b>Vhiperestático (ton) =</b>	13.95		<b>Vhiperestático (ton) =</b>	13.95
<b>Vu (ton) =</b>	-11.56		<b>Vu (ton) =</b>	16.34
			<b>Vu (ton) =</b>	5.2



Los espaciamientos anteriores cumplen				
<b>Vu</b>	18.9	ton	<b>Vu</b>	16.34
<b>Szc =</b>	0.1	m	<b>Szc =</b>	0.1
<b>Ø3/8" - est =</b>	0.71	cm2	<b>Ø3/8" - est =</b>	0.71
<b>Ø =</b>	0.85		<b>Ø =</b>	0.85
<b>ØVc =</b>	8.86	ton	<b>ØVc =</b>	8.86
<b>ØVs =</b>	27.5	ton	<b>ØVs =</b>	27.5
<b>ØVn =</b>	36.36	ton	<b>ØVn =</b>	36.36
<b>ØVn &gt; Vu</b>	VERDADERO		<b>ØVn &gt; Vu</b>	
1 Est. Ø3/8", 1@.05, R@.10				

El diseño por capacidad que se realizó para la viga V101.201.301 consistió en verificar que la viga falle por flexión y más no por corte, debido a la posibilidad que en el diseño por flexión se esté colocando mucho refuerzo longitudinal, esto generará que el momento nominal aumente y de la misma manera, la cortante también aumente. Como se logra observar, a pesar de que la cortante incrementó considerablemente, no hubo reducción del espaciamiento del confinamiento, por lo que se colocó estribos a .05m, .10m y .25m.

### 3.7.2. Columnas

Se diseñaron las columnas según el tipo de refuerzo y geometría, incluyendo las consideraciones que dicta la Norma E.060- 2009 “Diseño en Concreto Armado”, se procedió a calcular todas las columnas, placas, comprobando la cuantía del acero que se utilizó al inicio de la construcción de la estructura es la adecuada, los resultados que se obtuvieron se muestran en los siguientes cuadros, en conjunto al diseño de cada columna en condiciones óptimas.

#### 3.7.2.1. Columnas con estribos

##### 3.7.2.1.1. Diseño por flexocompresión

Las superficies de interacción sirvieron para determinar los refuerzos, a la vez se tomaron en cuenta las secciones que se encuentran ubicadas en

los planos estructurales, considerando lo que menciona la Norma E.030-2006 y el diseño nuevo aplicando la Norma E.030-2018. Para ello se muestran en las siguientes figuras y cuadros los refuerzos longitudinales de las columnas con estribos:

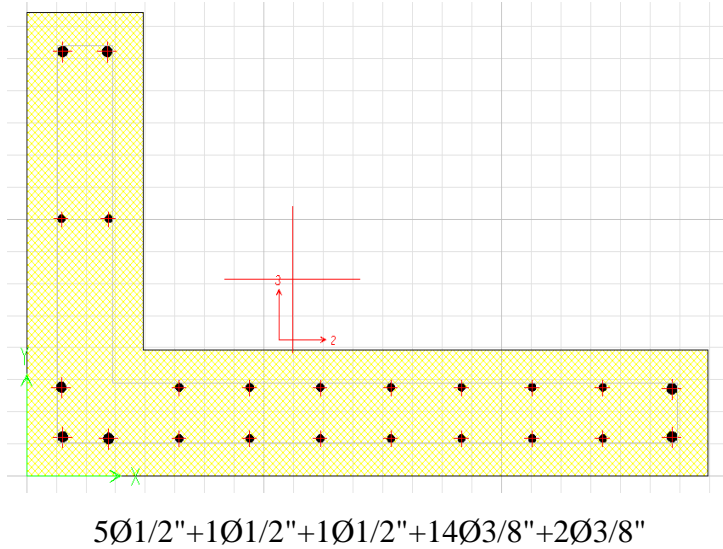


Figura 30. Detalle de columna C-4 superficie de interacción.

Cuadro 93. demanda por cargas estáticas y cargas sísmicas para la columna C-4 en el BLOQUE 1

Nivel	Columna	Caso de carga	Estación	P	M2	M3
			m	ton	ton-m	ton-m
Techo 02	C-4	Dead	0	5.5061	-0.1724	-2.1229
Techo 02	C-4	Live	0	0.5926	-0.0361	-0.3725
Techo 02	C-4	SXX Max	0	-1.8403	0.186	4.662
Techo 02	C-4	SYY Max	0	-6.5581	0.8416	1.9012

Con programa ETABS lograron hallar las máximas demandas que han sido ejercidas en las columnas y dan como respuesta al elemento mediante la capacidad de la superficie de interacción, para ello se lograron obtener los siguientes resultados:

En la dirección XX, en el eje local M33 de la columna se formó el diagrama de interacción en los ángulos 0° y 180°, estos combos se calcularon a partir de las combinaciones de cargas para sismos en SISXX y SISYY.

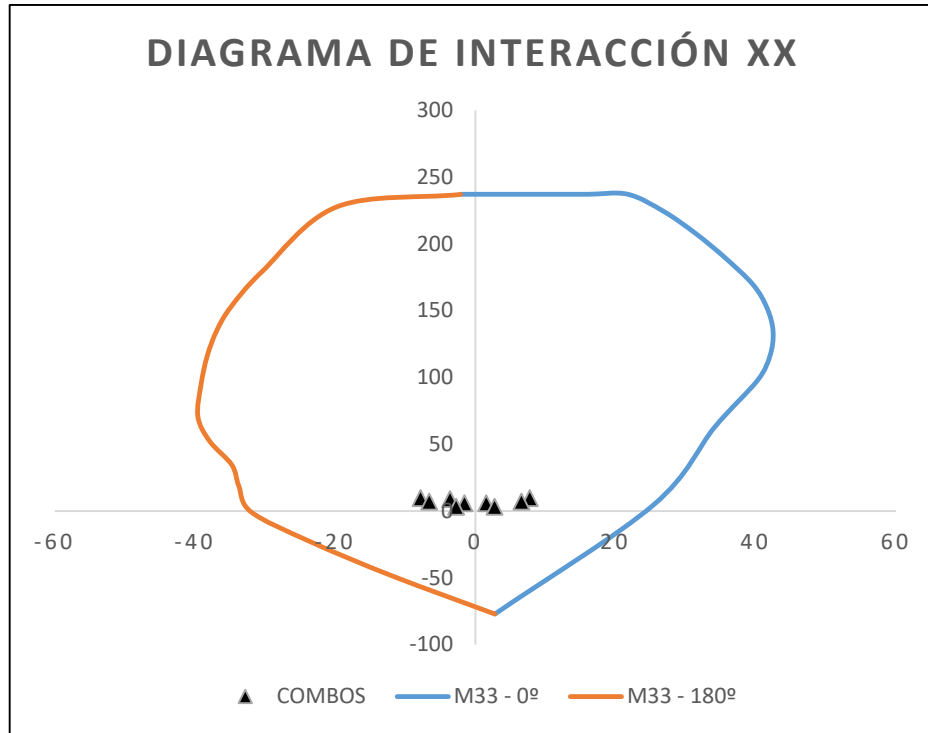


Figura 31. Diagrama de interacción XX, columna C-4 (ángulos 0° y 180°).

El refuerzo planteado cumple con las demandas máximas para la dirección XX por medio del eje local M22 de la columna.

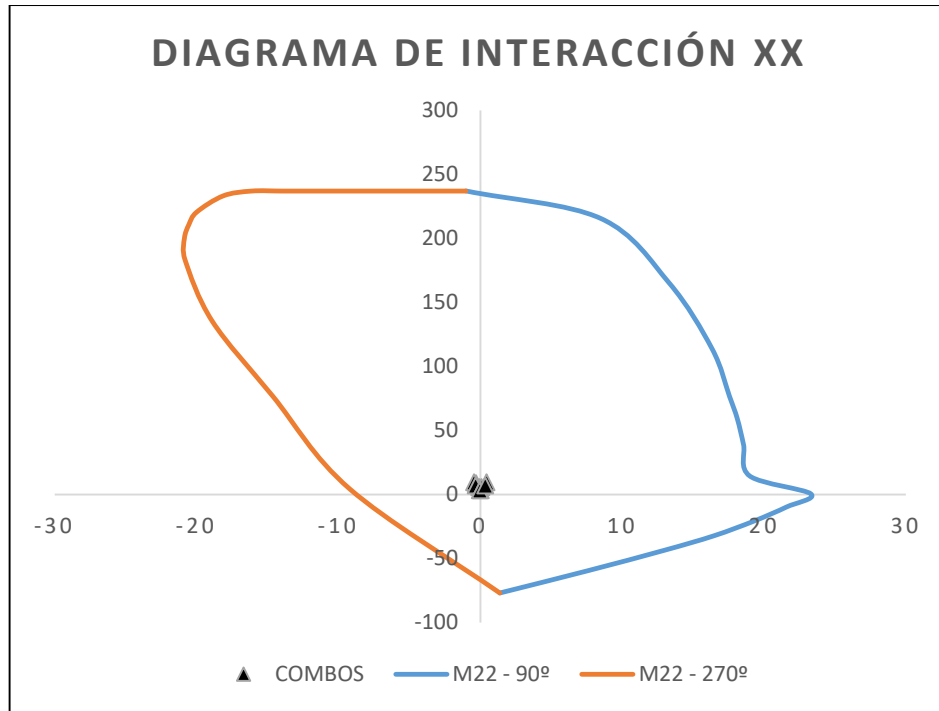


Figura 32. Diagrama de interacción XX, columna C-4 (ángulos 90° y 270°).

Cuadro 94. Combos del sismo en la dirección XX

<b>SIS XX</b>				
	<b>COMBOS</b>	<b>P</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>
<b>C. GRAVEDAD</b>	<b>1.4CM+1.7CV</b>	8.71596	-0.30273	-3.60531
<b>SIS XX POSITIVO</b>	<b>1.25(CM+CV)+SISXX</b>	5.783075	-0.074625	1.54275
	<b>1.25(CM+CV)-SISXX</b>	9.463675	-0.446625	-7.78125
	<b>0.9CM+SISXX</b>	3.11519	0.03084	2.75139
	<b>0.9CM-SISXX</b>	6.79579	-0.34116	-6.57261
<b>SIS XX NEGATIVO</b>	<b>1.25(CM+CV)+SISXX</b>	5.783075	0.074625	-1.54275
	<b>1.25(CM+CV)-SISXX</b>	9.463675	0.446625	7.78125
	<b>0.9CM+SISXX</b>	3.11519	-0.03084	-2.75139
	<b>0.9CM-SISXX</b>	6.79579	0.34116	6.57261

De Igual manera se obtuvieron los diagramas de interacción para el sismo en la dirección YY, realizando el procedimiento anterior, se calcularon los combos por medio de combinaciones de carga.

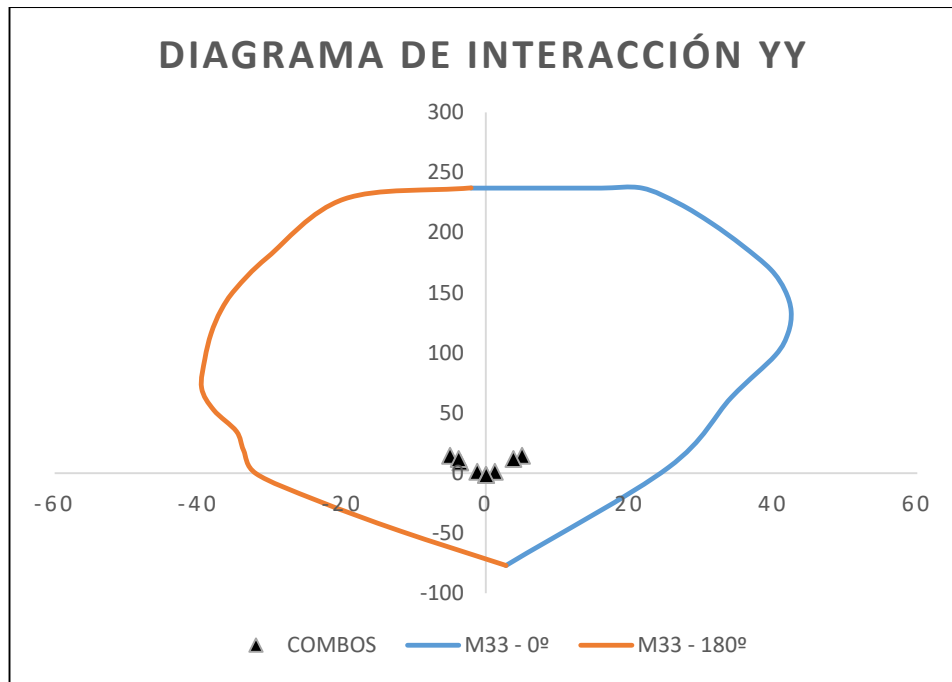


Figura 33. Diagrama de interacción YY, columna C-4 (ángulos 0° y 180°).

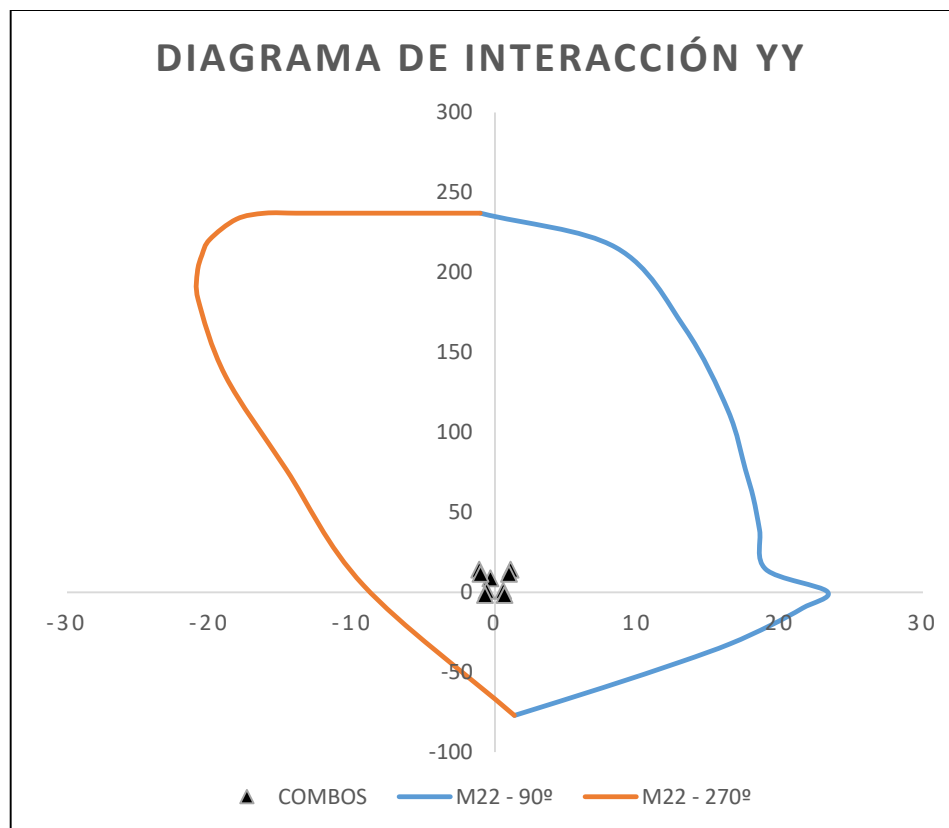


Figura 34. Diagrama de interacción YY, columna C-4 (ángulos 90° y 270°).

Cuadro 95. Combos del sismo en la dirección YY

<b>SIS YY</b>				
	<b>COMBOS</b>	<b>P</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>
<b>C. GRAVEDAD</b>	<b>1.4CM+1.7CV</b>	8.71596	-0.30273	-3.60531
<b>SIS YY POSITIVO</b>	<b>1.25(CM+CV)+SISXX</b>	1.065275	0.580975	-1.21805
	<b>1.25(CM+CV)-SISXX</b>	14.181475	-1.102225	-5.02045
	<b>0.9CM+SISXX</b>	-1.60261	0.68644	-0.00941
	<b>0.9CM-SISXX</b>	11.51359	-0.99676	-3.81181
<b>SIS YY NEGATIVO</b>	<b>1.25(CM+CV)+SISXX</b>	1.065275	-0.580975	1.21805
	<b>1.25(CM+CV)-SISXX</b>	14.181475	1.102225	5.02045
	<b>0.9CM+SISXX</b>	-1.60261	-0.68644	0.00941
	<b>0.9CM-SISXX</b>	11.51359	0.99676	3.81181

Cuadro 96. Comparación del diseño por flexocompresión de la C-4

C-4
Norma E.030 2006
Acero longitudinal
7Ø1/2”+6Ø3/8”
Norma E.030 2018
Acero longitudinal
7Ø1/2”+16Ø3/8”

Se incrementó la cantidad de acero aproximadamente en 53.42%, con la finalidad de cumplir con la demanda sísmica. Se necesitó 10Ø3/8” adicionales, en los que se colocaron en el ala de mayor distancia.

### 3.7.2.1.2. Diseño por corte

El diseño por corte para columnas se estableció de acuerdo a espaciamientos diversos según la dimensión del elemento, existen variaciones en el espaciamiento de confinamiento tales como: 0.05m, 0.10m, 0.125m, 0.0175m, a continuación, se muestra el diseño por corte

realizado para la columna en L (C-4), diseñado en base al reglamento E.030- 2018.

Cuadro 97. Diseño por corte en la dirección XX

<b>DIRECCIÓN XX</b>		
Área sección=	0.191	m <sup>2</sup>
f'c =	2100	ton/m <sup>2</sup>
Av acero Ø3/8" =	0.71	cm <sup>2</sup>
fy =	42000	ton/m <sup>2</sup>
d =	0.7	m
s =	0.2	m
Ø =	0.85	
Pu =	7.2753	ton
ØVc =	1.59	ton
ØVs =	17.74	ton
ØVn =	19.33	ton
		≥ 11.6998 ton
<b>&gt; 2 est. Ø3/8", 1@.05m, 7@.10m, R@.20m</b>		

Cuadro 98. Diseño por corte en la dirección YY

<b>DIRECCIÓN YY</b>		
Área sección=	0.191	m <sup>2</sup>
f'c =	2100	ton/m <sup>2</sup>
Av acero Ø3/8" =	0.71	cm <sup>2</sup>
fy =	42000	ton/m <sup>2</sup>
d =	0.44	m
s =	0.2	m
Ø =	0.85	
Pu =	4.6038	ton
ØVc =	1.46	ton
ØVs =	11.15	ton
ØVn =	12.61	ton
		≥ 11.4025 ton
<b>&gt; 2 est. Ø3/8", 1@.05m, 7@.10m, R@.20m</b>		

El estribaje obtenido de los planos (con la Norma E.030 2006), estuvo repartido 2 est.  $\varnothing 1/4''$ , 1@.05, 5@.10, R@.25 , mientras que para el diseño con la Norma E.030 2018, el confinamiento estuvo repartido 2 est  $\varnothing 3/8''$ , 1@.05, 5@.10, R@.20, obteniéndose la diferencia del último espaciamiento al disminuirse en .05m.

### 3.7.3. Placas

Se ha realizado el análisis para las placas existentes en cada bloque del pabellón, en los cuales no se encontraron muchas variaciones, a excepción de la placa P1 ubicada en el bloque 1, que al ser diseñado por flexocompresión y por corte el refuerzo tuvo una variación considerable en el refuerzo vertical y horizontal, para el acero vertical el refuerzo se incrementó de varilla de  $\varnothing 5/8''$  a una  $\varnothing 1''$ .

#### 3.7.3.1. Diseño por flexocompresión

Se realizó el diseño por flexocompresión de la placa P1, se calculó tomando la superficie de interacción según el refuerzo longitudinal, este refuerzo se muestra en el siguiente detalle (figura 32).

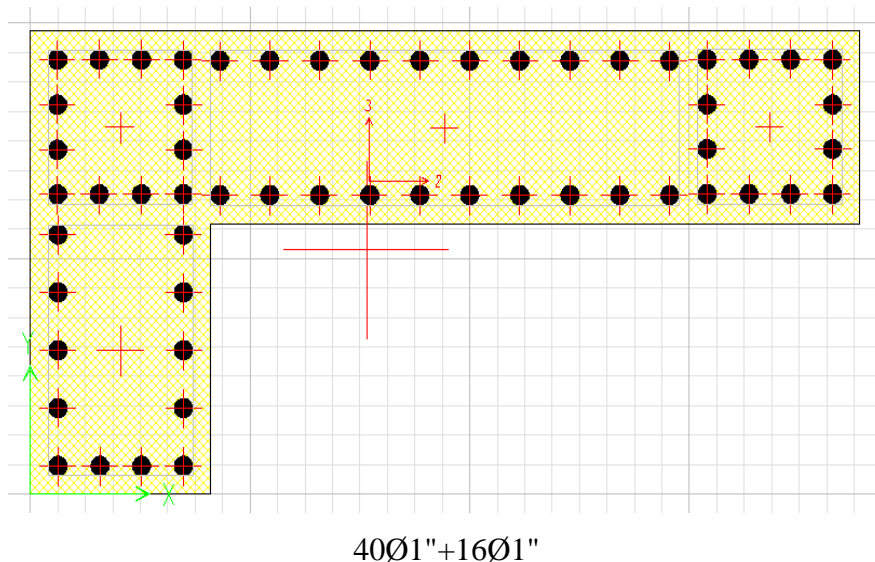


Figura 35. Detalle de refuerzo- placa P1.



Cuadro 99. demanda por cargas estáticas y cargas sísmicas para la placa P1 en el BLOQUE 1

Nivel	Muro	Caso de carga	Estación	P	M2	M3
			m	ton	ton-m	ton-m
Techo 01	Placa 01	Dead	0	47.63	0.67	-2.4268
Techo 01	Placa 01	Live	0	5.80	0.13	-0.4941
Techo 01	Placa 01	SXX Max	0	-10.28	10.4184	106.9939
Techo 01	Placa 01	SYX Max	0	-87.82	70.8676	19.3982

Con programa ETABS lograron hallar las máximas demandas que han sido ejercidas en las placas y dan como respuesta al elemento mediante la capacidad de la superficie de interacción, para ello se lograron obtener los siguientes resultados:

En la dirección XX, en el eje local M33 de la placa se formó el diagrama de interacción en los ángulos 0° y 180°, estos combos se calcularon a partir de las combinaciones de cargas para sismos en SISXX y SISYY.

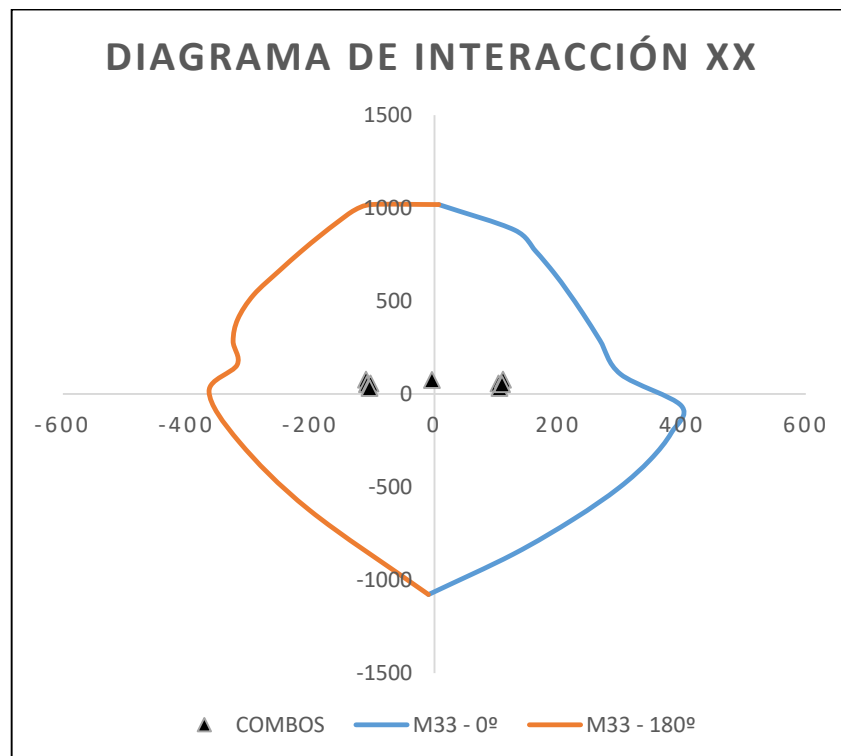


Figura 36. Diagrama de interacción XX, Placa P1, eje local 33.

El refuerzo planteado cumple con las demandas máximas para la dirección XX por medio del eje local M22 de la placa P1.

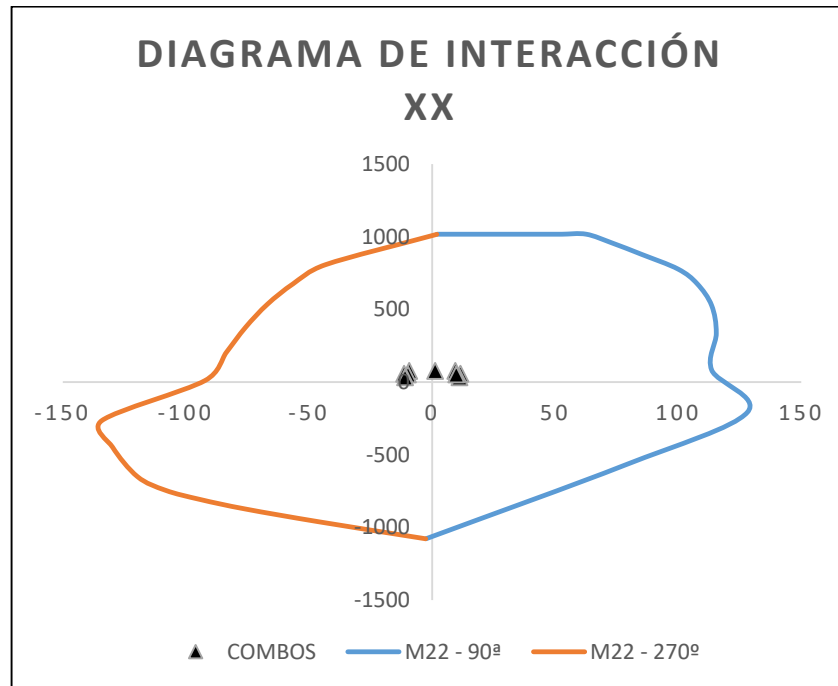


Figura 37. Diagrama de interacción XX, Placa P1, eje local 22.

Cuadro 100. Combos del sismo en la dirección XX

<b>SISS XX</b>				
	<b>COMBOS</b>	<b>P</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>
<b>C.</b>				
<b>GRAVEDAD</b>	<b>1.4CM+1.7CV</b>	76.55351	1.16348	-4.23749
<b>SIS XX POSITIVO</b>	<b>1.25(CM+CV)+SISXX</b>	56.5137	11.4224	103.342775
	<b>1.25(CM+CV)-SISXX</b>	77.0803	-9.4144	-110.645025
	<b>0.9CM+SISXX</b>	32.58793	11.02428	104.80978
	<b>0.9CM-SISXX</b>	53.15453	-9.81252	-109.17802
<b>SIS XX NEGATIVO</b>	<b>1.25(CM+CV)+SISXX</b>	56.5137	-11.4224	-103.342775
	<b>1.25(CM+CV)-SISXX</b>	77.0803	9.4144	110.645025
	<b>0.9CM+SISXX</b>	32.58793	-11.02428	-104.80978
	<b>0.9CM-SISXX</b>	53.15453	9.81252	109.17802

De Igual manera se obtuvieron los diagramas de interacción para el sismo en la dirección YY, realizando el procedimiento anterior, se calcularon los combos por medio de combinaciones de carga.

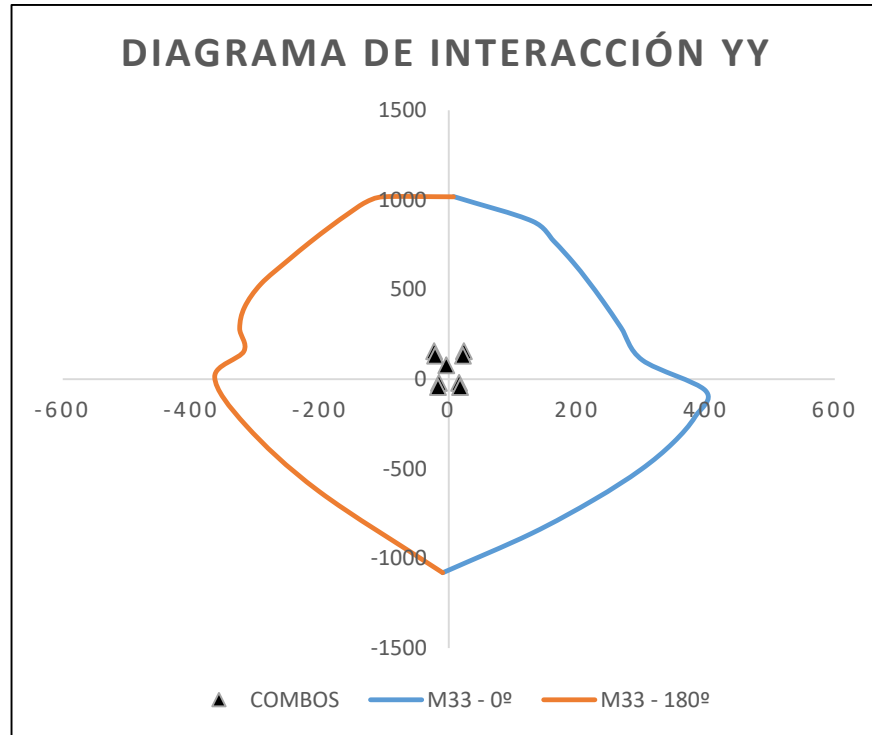


Figura 38. Diagrama de interacción XX, Placa P1, eje local 33.

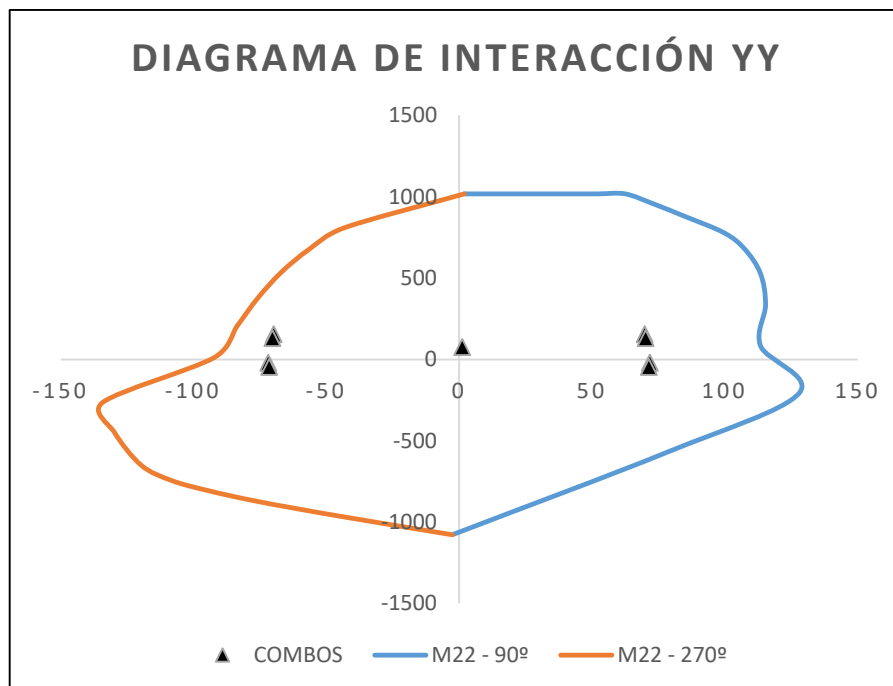


Figura 39. Diagrama de interacción XX, Placa P1, eje local 22.

Cuadro 101. Combos del sismo en la dirección YY

<b>SIS YY</b>				
	<b>COMBOS</b>	<b>P</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>
<b>C.</b>				
<b>GRAVEDAD</b>	<b>1.4CM+1.7CV</b>	76.55351	1.16348	-4.23749
<b>SIS YY POSITIVO</b>	<b>1.25(CM+CV)+SISXX</b>	-21.0213	71.8716	15.747075
	<b>1.25(CM+CV)-SISXX</b>	154.6153	-69.8636	-23.049325
	<b>0.9CM+SISXX</b>	-44.94707	71.47348	17.21408
	<b>0.9CM-SISXX</b>	130.68953	-70.26172	-21.58232
<b>SIS YY NEGATIVO</b>	<b>1.25(CM+CV)+SISXX</b>	-21.0213	-71.8716	-15.747075
	<b>1.25(CM+CV)-SISXX</b>	154.6153	69.8636	23.049325
	<b>0.9CM+SISXX</b>	-44.94707	-71.47348	-17.21408
	<b>0.9CM-SISXX</b>	130.68953	70.26172	21.58232

Cuadro 102. Comparación del diseño por flexocompresión de placa P1

<b>P1</b>
Norma E.030 2006
Acero longitudinal
8Ø3/4”+6Ø5/8”
Norma E.030 2018
Acero longitudinal
56Ø1”

Se incrementó la cantidad de acero aproximadamente 8.62 veces más con la finalidad de cumplir con la demanda sísmica. Se necesitó 50Ø1” adicionales, en los que se colocaron repartidamente en todo el elemento. Esta cantidad de acero se debe a que en la dirección XX, no existen elementos que logren repartir la fuerza sísmica.

### 3.7.3.2. Diseño por corte

Con el uso del programa ETABS se calculó el refuerzo por corte tomando en cuenta los datos del obtenidos de la envolvente máxima y mínima, tomándose la carga axial menos desfavorable puesto que esta exige más al elemento para que obtenga un mejor esfuerzo ante la carga de M33.

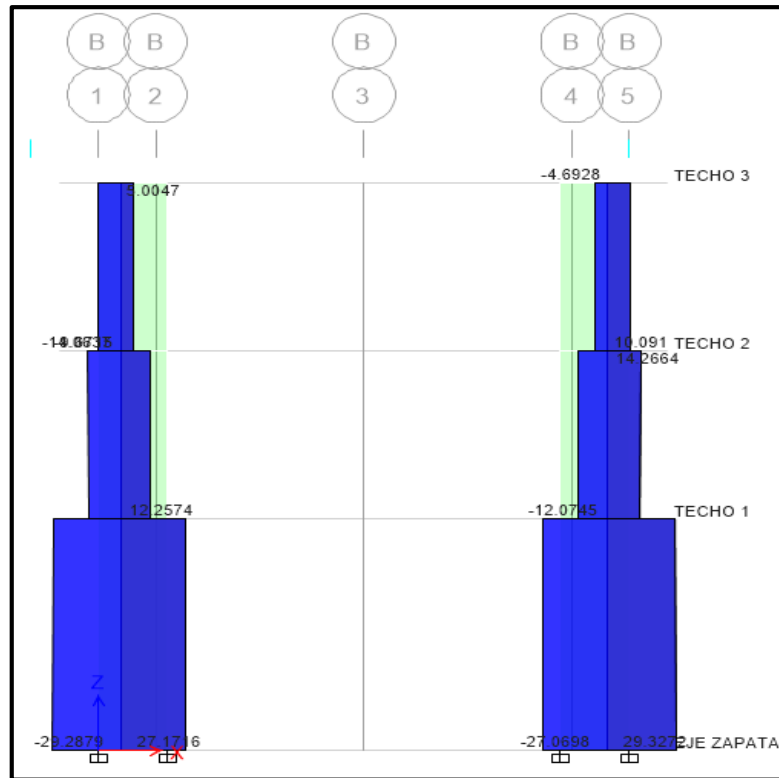


Figura 40. Diseño por cortante en la dirección XX- V22

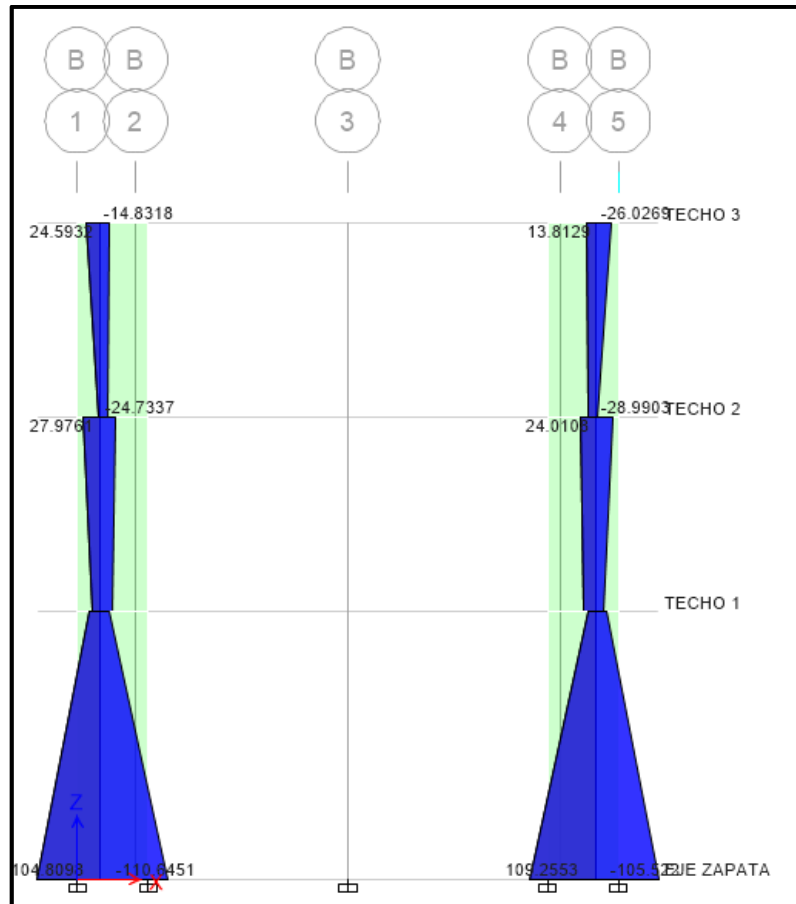


Figura 41. Diseño por cortante en la dirección XX- M33

Cuadro 103. Diseño por corte para la placa P1 en dirección XX.

Nivel	Muro	Caso de carga/Combo	Localización	P	M33
				tonf	tonf-m
Techo 01	Placa P1	ENVOLVENTE Max	Bottom	44.947	27.1716
Techo 01	Placa P1	ENVOLVENTE Min	Bottom	-154.6153	-29.2879
Pu - Nu =	44.95	ton			
Mu =	110.65	ton.m			
$0,53Acfc^{0,5}$	22.12	ton			
Vu =	29.29	ton	$\geq$	22.12	ton
t =	0.25	m	$>$	0.20	m
- Considerar acero en ambos sentidos y en dos capas.					
Hm/Lm =	3.783		$\geq$	2.00	

			$\leq$	1.50	
-En caso de Hm/Lm esté ente 1.50 y 2.00, interpolar:					
Hm/Lm =	1,50	0,8			
Hm/Lm =	3.783	x			
Hm/Lm =	2.00	0,53			
d =	0.92	m			
$\alpha$ =	0.53				
de: Vc =	38.32	ton			
	29.71	ton			
Vcmín =	29.71	ton	$\leq$	22.12	ton
Tomar el valor de Vc más desfavorable :					
Vc =	22.12	ton	$\leq$	29.29	ton
Vs =	12.34	ton			
Vn =	34.46	ton	$\leq$	108.51	ton
$\rho_h$ =	0.0010199		$\geq$	0.0025	
Ash =	6.25	cm <sup>2</sup> /m			
$\emptyset A_b$ =	1.29	cm <sup>2</sup>			
S =	0.41	m	$\leq$	0.75	m
				0.40	m
USAR, S =	0.20	m			
$\rho_h$ real =	0.00516				
- Como $V_c < V_u$ , se tendrá que determinar un verdadero valor de Vs:					
$\emptyset V_s$ =	53.05	ton			
$\emptyset V_c$ =	18.80	ton			
$\emptyset V_n$ =	71.85	ton	$\geq$	29.29	ton

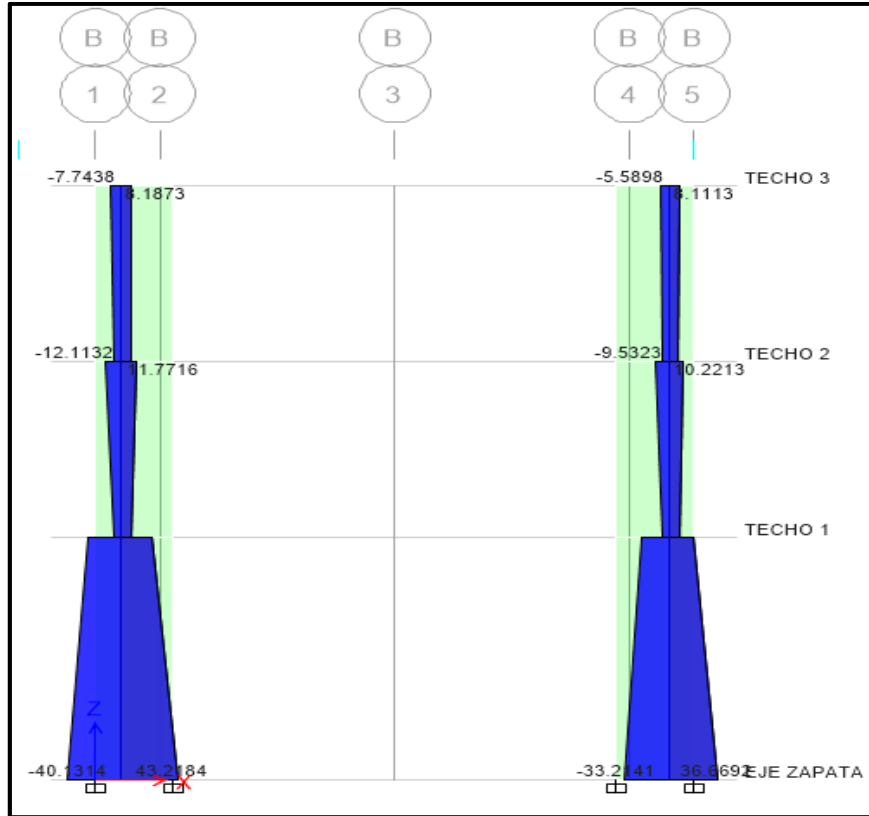


Figura 42. Diseño por cortante en la dirección YY- V33

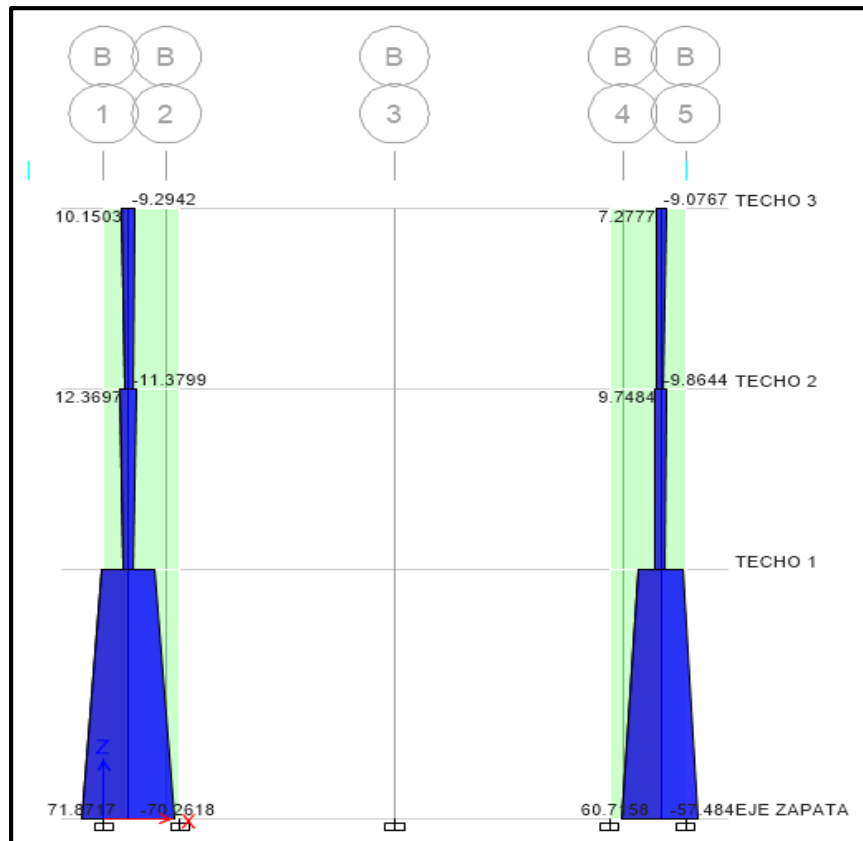


Figura 43. Diseño por cortante en la dirección YY- M22



Cuadro 104. Diseño por corte para la placa P1 en dirección YY.

Nivel	Muro	Caso de carga/Combo	Localización	P	M33
				tonf	tonf-m
Techo 01	Placa P1	ENVOLVENTE Max	Bottom	35.7852	60.7158
Techo 01	Placa P1	ENVOLVENTE Min	Bottom	-134.487	-57.484
Pu - Nu =	134.49	ton			
Mu =	109.26	ton.m			
$0,53Acfc^{0,5}$ =	11.52	ton			
Vu =	36.67	ton	≥	11.52	ton
t =	0.25	m	>	0.20	m
- Considerar acero en ambos sentidos y en dos capas.					
Hm/Lm =	3.783		≥	2.00	
			≤	1.50	
-En caso de Hm/Lm esté ente 1.50 y 2.00, interpolar:					
Hm/Lm =	1,50	0,8			
Hm/Lm =	3.783	x			
Hm/Lm =	2.00	0,53			
d =	0.48	m			
α =	0.53				
de: Vc =	42.20	ton			
	29.29	ton			
Vcmín =	29.29	ton	≤	11.52	ton
Tomar el valor de Vc más desfavorable :					
Vc =	11.52	ton	≤	36.67	ton
Vs =	31.62	ton			
Vn =	43.14	ton	≤	56.52	ton
ϕh =	0.002614		≥	0.0025	
Ash =	6.54	cm2/m			
ØAb =	1.29	cm2			
S =	0.39	m	≤	0.75	m

				0.40	m
USAR, S =	0.20	m			
$f_h$ real =	0.0051510				
- Como $V_c < V_u$ , se tendrá que determinar un verdadero valor de $V_s$ :					
$\emptyset V_s =$	27.58	ton			
$\emptyset V_c =$	9.79	ton			
$\emptyset V_n =$	37.38	ton	$\geq$	36.67	ton

Se colocó al nuevo diseño refuerzo horizontal de  $\emptyset 3/8@.20m$ , el cual coincidió con el orden del plano de estructuras (respecto a la Norma E.030 2006).

### 3.7.4. Diseño de vigas de cimentación

#### 3.7.4.1. Diseño por flexión

Se procedió a realizar el diseño de las vigas de cimentación, en primer lugar, se realizó el diseño por flexión para lo cual se hizo uso del software SAFE para calcular el acero longitudinal y, en segundo lugar, con uso de este mismo programa se logró realizar el diseño por corte. A continuación, se verán los detalles en figuras y tablas:

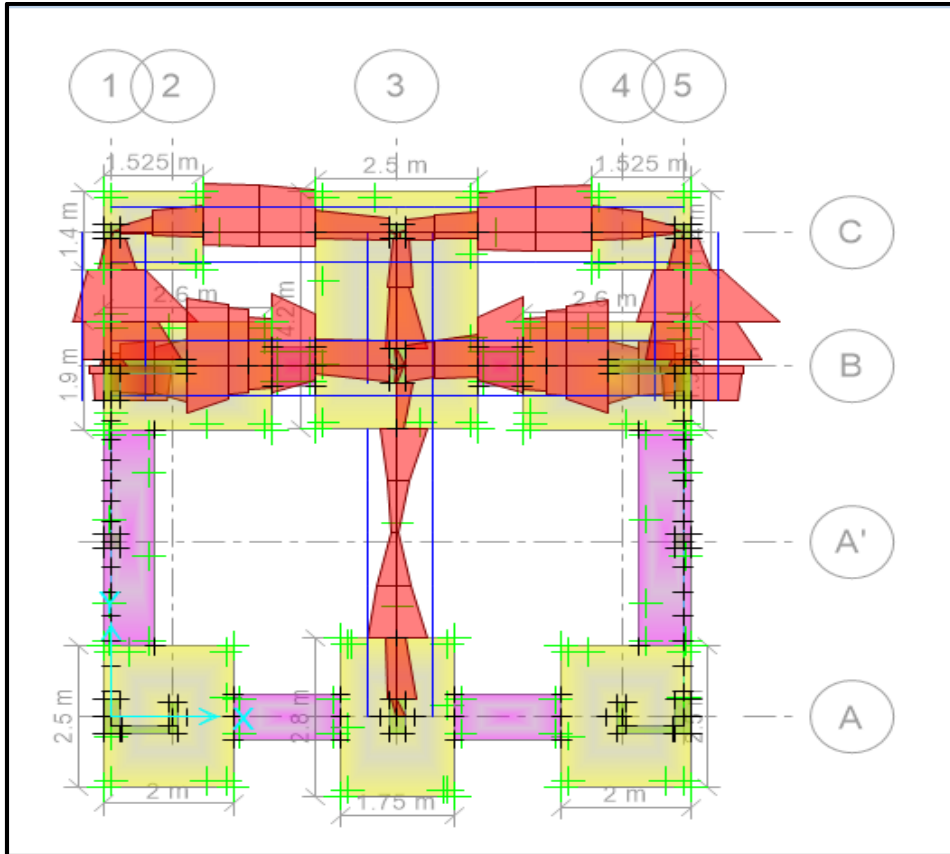


Figura 44. Detalle del acero longitudinal en las vigas de cimentación.

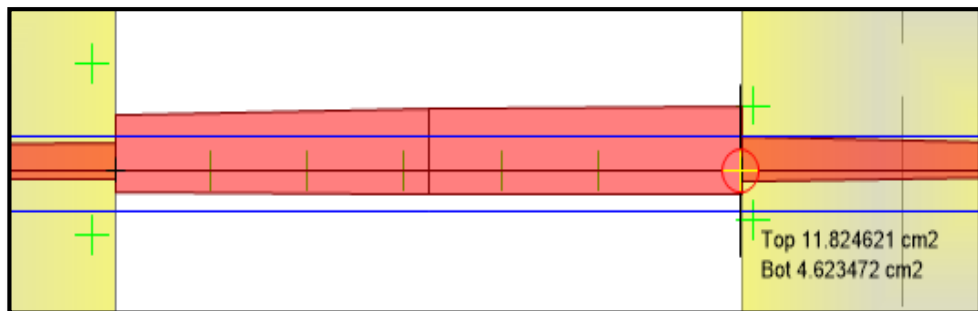


Figura 45. Detalle del acero en la viga de cimentación- Tramo de ejes 3 a eje 5.

Cuadro 105. Acero en el tramo de ejes 3 a eje 5.

REQUERIDO		
As Top	11.824621	cm2
As Bottom	4.623472	cm2
# de barra		
Ø3/4"	2.84	cm2

<b>As top</b>	5	barras
<b>colocado</b>	14.2	cm2
<b>As bottom</b>	2	barras
<b>colocado</b>	5.68	cm2
<b>b=</b>	<b>0.3</b>	<b>m</b>
<b>h=</b>	<b>0.7</b>	<b>m</b>
<b>Astop=</b>	<b>5</b>	<b>Ø3/4"</b>
<b>Asbottom=</b>	<b>2</b>	<b>Ø3/4"</b>

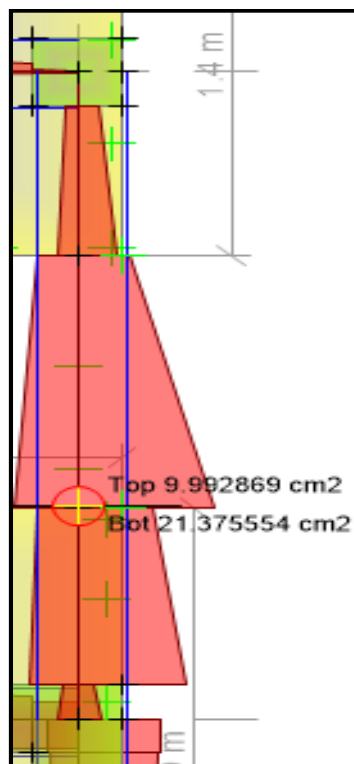


Figura 46. Detalle del acero en la viga de cimentación- Tramo de ejes B a eje C.

Cuadro 106. Acero en el tramo de ejes B a eje C.

<b>REQUERIDO</b>		
<b>As Top</b>	9.992869	cm2
<b>As Bottom</b>	21.375554	cm2
<b># de barra</b>		
<b>Ø3/4"</b>	2.84	cm2

<b>As top</b>	4	barras
<b>colocado</b>	11.36	cm2
<b>As bottom</b>	8	barras
<b>colocado</b>	22.72	cm2
<b>b=</b>	<b>0.3</b>	<b>m</b>
<b>h=</b>	<b>0.7</b>	<b>m</b>
<b>Astop=</b>	<b>4</b>	<b>Ø3/4"</b>
<b>Asbottom=</b>	<b>8</b>	<b>Ø3/4"</b>

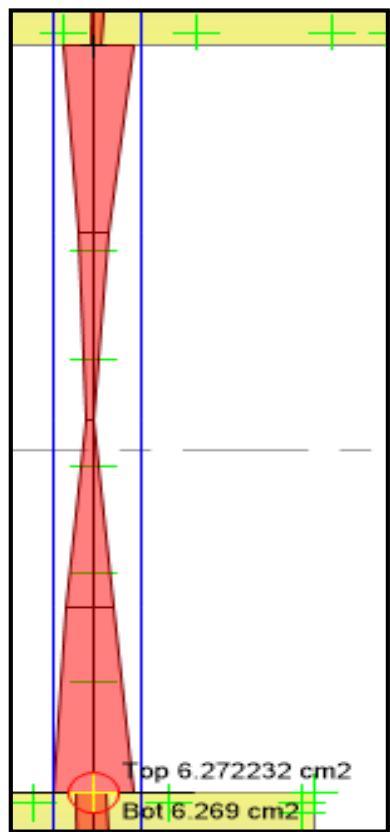


Figura 47. Detalle del acero en la viga de cimentación- Tramo de ejes B a eje A.

Cuadro 107. Acero en el tramo de ejes B a eje A.

<b>REQUERIDO</b>		
<b>As Top</b>	6.272232	cm2
<b>As Bottom</b>	6.269	cm2
<b># de barra</b>		
<b>Ø3/4"</b>	2.84	cm2

<b>As top</b>	3	barras
<b>colocado</b>	8.52	cm2
<b>As bottom</b>	3	barras
<b>colocado</b>	8.52	cm2
<b>b=</b>	0.3	m
<b>h=</b>	0.7	m
<b>Astop=</b>	3	Ø3/4"
<b>Asbottom=</b>	3	Ø3/4"

Cuadro 108. Comparación del diseño por flexión VC-1

REFUERZO POR FLEXIÓN			
Norma E.030 2006			
Viga VC-1			
	Izq.	Cent.	Der.
Long. Superior	4Ø3/4"		
Bastones Superiores	0	0	0
Bastones Inferiores	0	0	0
Long. Inferior	4Ø3/4"		
Norma E.030 2018			
Viga VC-1			
	Izq.	Cent.	Der.
Long. Superior	5Ø3/4"		
Bastones Superiores	0	0	0
Bastones Inferiores	0	0	0
Long. Inferior	8Ø3/4"		

En el refuerzo longitudinal de la viga de cimentación, el acero corrido superior aumentó 20% y en el inferior aumentó 78.87%; variación en cantidad, pero con los mismos diámetros de barra.

### 3.7.4.2. Diseño por corte



Figura 48. Detalle de cortante máxima para viga de cimentación.

Cuadro 109. Diseño por corte de la viga de cimentación.

<b>Para Ø3/8" de Estribo.</b>		
<b>Vu =</b>	28.5164	ton
<b>ØVc =</b>	12.2406848	ton
<b>ØVs =</b>	18.105	ton
<b>S=</b>	0.175	cm
<b>ØVn &gt; Vu =</b>	VERDADERO	
<b>1 Est. Ø3/8", 1 @ .05, R@.175</b>		

Cuadro 110. Comparación del diseño por corte de la viga VC-1

Viga VC-1
Norma E.030 2006
PRIMER TRAMO
ΠØ3/8", 1 @ .05, R @ .20
Norma E.030 2018

PRIMER TRAMO
$\Pi\text{Ø}3/8''$ , 1 @ .05, R @ .175

Se visualizó una reducción de .025 en el espaciamiento del confinamiento de la viga.

### 3.7.5. Zapatas

#### 3.7.5.1. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión de cada una de las zapatas se realizó por medio de momentos en dos direcciones, estas direcciones se encuentran en el software como “Resultant Forces” como M11 en la dirección XX y M22 en YY, esto indica que los momentos son las fuerzas resultantes, considerando la combinación de las cargas por medio de la envolvente, esta envolvente fue utilizada para el diseño por flexión, elaborada por sismos escalados según resultados que fueron obtenidos aplicando la Norma E.030- 2018.

Cuadro 111. Diseño de zapata Z-3 en la dirección XX- Bloque 1.

<b>ZAPATA EN LA DIRECCIÓN XX.</b>			
As top=	0.0994	cm2/cm	<b><u>1Ø1/2''@.10m (superior)</u></b> <b>1Ø3/8''@.10m (inferior)</b>
As bottom=	0.0418	cm2/cm	
Ø1/2" en As Top=	1.29	cm2	
Ø3/8" en As Bottom=	0.71	cm2	



S top=	12.9778672	cm	
S bottom=	16.9856459	cm	

Cuadro 112. Diseño de zapata Z-3 en la dirección YY- bloque 1.

<b>ZAPATA EN LA DIRECCIÓN YY.</b>			
As top=	0.0904	cm2/cm	<b><u>1Ø1/2" @.10m (superior)</u></b> <b><u>1Ø1/2" @.10m (inferior)</u></b>
As bottom=	0.1056	cm2/cm	
Ø1/2" en As Top=	1.29	cm2	
Ø1/2" en As Bottom=	1.29	cm2	
S top=	14.2699115	cm	
S bottom=	12.2159091	cm	

Cuadro 113. Comparación del diseño por flexión de la Z-3

Z-3	
Norma E.030 2006	
XX	YY
7Ø5/8" @.20m (inferior)	7Ø5/8" @.20m (inferior)
Norma E.030 2018	
XX	YY
1Ø1/2" @.10m (superior) 1Ø3/8" @.10m (inferior)	1Ø1/2" @.10m (superior) 1Ø1/2" @.10m (inferior)

En el diseño de la cimentación se pudo visualizar que se requería acero en ambas caras, detalle que no se visualizó en el plano en planta de la cimentación; para esta zapata, la varilla se redujo considerablemente de barras de Ø5/8” a Ø1/2”.

### 3.7.5.2. Diseño por punzonamiento

El efecto de punzonamiento en la cimentación disminuyó casi en su totalidad producto de la conexión de estos elementos mediante vigas de cimentación, siendo éstas las principales fuentes de absorción trayendo consigo fuerzas de cortantes y momentos.

## 3.8. Diseño en albañilería confinada

### 3.8.1. Verificación de diseño de muros en albañilería.

Esta verificación se realizó para dos estados en lo que actúan las cargas gravitacionales y de sismo (severo y moderado).

#### 3.8.1.1. Diseño por cargas verticales.

El diseño por cargas gravitacionales se dio por parte de la carga muerta y sobrecarga actuante (P de servicio).

Cuadro 114. Diseño por cargas verticales para el BLOQUE 1

<b>DISEÑO POR CARGAS VERTICALES- PRIMER PISO</b>						
<b>Muro</b>	<b>L</b>	<b>t</b>	<b>Pm</b>	<b>σm</b>	$0.2f'm[1 - \left(\frac{h}{35t}\right)^2]$	<b>Observación</b>
	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg/cm2)</b>	<b>(kg/cm2)</b>	
1Y	3.4	0.23	7291.84	0.932	4.956	<b>VERDADERO</b>
2Y	3.4	0.23	8622.57	1.103	4.956	<b>VERDADERO</b>
3Y	3.4	0.23	6664.75	0.852	4.956	<b>VERDADERO</b>
4Y	3.4	0.23	8250.39	1.055	4.956	<b>VERDADERO</b>
<b>DISEÑO POR CARGAS VERTICALES- SEGUNDO PISO</b>						
<b>Muro</b>	<b>L</b>	<b>t</b>	<b>Pm</b>	<b>σm</b>	$0.2f'm[1 - \left(\frac{h}{35t}\right)^2]$	<b>Observación</b>

	(m)	(m)	(kg)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	
1Y	3.4	0.23	4239.27	0.542	5.928	<b>VERDADERO</b>
2Y	3.4	0.23	4403.36	0.563	5.928	<b>VERDADERO</b>
3Y	3.4	0.23	3745.14	0.479	5.928	<b>VERDADERO</b>
4Y	3.4	0.23	4106.33	0.525	5.928	<b>VERDADERO</b>
<b>DISEÑO POR CARGAS VERTICALES- TERCER PISO</b>						
Muro	L	t	Pm	$\sigma_m$	$0.2f'm[1 - (\frac{h}{35t})^2]$	Observación
	(m)	(m)	(kg)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	
1Y	3.4	0.23	2316.66	0.296	5.928	<b>VERDADERO</b>
2Y	3.4	0.23	2208.43	0.282	5.928	<b>VERDADERO</b>
3Y	3.4	0.23	2121.28	0.271	5.928	<b>VERDADERO</b>
4Y	3.4	0.23	2053.39	0.263	5.928	<b>VERDADERO</b>

Verdadero = Muro correcto

Falso = Muro incorrecto

### 3.8.1.2. Diseño por fisuración (sismo moderado)

Cuadro 115. Diseño por fisuración (s. moderado) para el BLOQUE 1

<b>DISEÑO POR FISURACIÓN (S. MODERADO)- PRIMER PISO</b>								
Pg	Ve YY	Me YY	Ve	Me	$(\frac{Ve.L}{Me})$	$\alpha$	Vm	Ve ≤ 0.55 Vm
(kg)	(kg)	(kg.m)	(kg)	(kg.m)			(kg)	
6983.96	7026.77	2071.36	7026.77	2071.36	11.53	1	21547.31	<b>VERDADERO</b>
8335.54	10512.18	4374.85	10512.18	4374.85	8.17	1	21858.17	<b>VERDADERO</b>
6397.44	5881.59	1771.12	5881.59	1771.12	11.29	1	21412.41	<b>VERDADERO</b>
7986.29	8808.95	3729.4	8808.95	3729.4	8.03	1	21777.85	<b>VERDADERO</b>
<b>DISEÑO POR FISURACIÓN (S. MODERADO)- SEGUNDO PISO</b>								
Pg	Ve YY	Me YY	Ve	Me	$(\frac{Ve.L}{Me})$	$\alpha$	Vm	Ve ≤ 0.55 Vm

(kg)	(kg)	(kg.m)	(kg)	(kg.m)			(kg)	
4068.92	13578.7	5254.39	13578.7	5254.39	8.79	1	20876.85	<b>FALSO</b>
4285.66	13844.93	4819.43	13844.93	4819.43	9.77	1	20926.70	<b>FALSO</b>
3606.84	11406.99	4429.14	11406.99	4429.14	8.76	1	20770.57	<b>VERDADERO</b>
4006.82	11650.59	4070.96	11650.59	4070.96	9.73	1	20862.57	<b>FALSO</b>
<b>DISEÑO POR FISURACIÓN (S. MODERADO)- TERCER PISO</b>								
Pg	Ve YY	Me YY	Ve	Me	$\left(\frac{Ve.L}{Me}\right)$	$\alpha$	Vm	$Ve \leq 0.55 Vm$
(kg)	(kg)	(kg.m)	(kg)	(kg.m)			(kg)	
2246.22	6222.4	2182.16	6222.4	2182.16	9.70	1	20457.63	<b>VERDADERO</b>
2185.45	7724.96	2741.27	7724.96	2741.27	9.58	1	20443.65	<b>VERDADERO</b>
2062.59	5204.62	1824.37	5204.62	1824.37	9.70	1	20415.40	<b>VERDADERO</b>
2039.68	6507.43	2310.3	6507.43	2310.3	9.58	1	20410.13	<b>VERDADERO</b>

Verdadero = No fisurado

Falso = Fisurado

### 3.8.1.3. Diseño por resistencia (sismo severo)

Cuadro 116. Diseño por resistencia (s. severo) para el BLOQUE 1

<b>DISEÑO POR RESISTENCICA - SISMO SEVERO- PRIMER PISO</b>			
Vei X	Vei Y	Vei	$Vm \geq Vei$
(kg)	(kg)	(kg)	
342.64	14053.54	14053.54	<b>VERDADERO</b>
433.61	21024.37	21024.37	<b>VERDADERO</b>
342.62	11763.17	11763.17	<b>VERDADERO</b>
433.58	17617.91	17617.91	<b>VERDADERO</b>
<b>DISEÑO POR RESISTENCICA - SISMO SEVERO- SEGUNDO PISO</b>			
Vei X	Vei Y	Vei	$Vm \geq Vei$

(kg)	(kg)	(kg)	
57.64	27157.39	27157.39	<b>FALSO</b>
187.53	27689.86	27689.86	<b>FALSO</b>
57.66	22813.98	22813.98	<b>FALSO</b>
187.43	23301.18	23301.18	<b>FALSO</b>
<b>DISEÑO POR RESISTENCIA - SISMO SEVERO- TERCER PISO</b>			
<b>Vei X</b>	<b>Vei Y</b>	<b>Vei</b>	<b>Vm ≥ Vei</b>
<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>	
21.7	12444.81	12444.81	<b>VERDADERO</b>
37.75	15449.91	15449.91	<b>VERDADERO</b>
21.71	10409.24	10409.24	<b>VERDADERO</b>
37.69	13014.87	13014.87	<b>VERDADERO</b>

Verdadero = resistente

Falso = frágil

### 3.8.1.4. Necesidad de refuerzo horizontal

Cuadro 117. Refuerzo horizontal para el BLOQUE 1

<b>NECESIDAD DE REFORZAR HORIZONTALMENTE- PRIMER PISO</b>						
<b>Vm1/Ve1 1</b>	<b><math>2 \leq Vm1/Ve1 \leq 3</math></b>	<b>Vu</b>	<b>Mu</b>	<b>Condición</b>		
		<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>			
3.07	3.00	21080.31	6214.08	Según punto b) de la Norma E.070 del punto 27.1, para el primer piso se debe reforzar los muros con acero horizontal		
2.08	2.08	21858.1742	9096.708142			
3.64	3.00	17644.77	5313.36			
2.47	2.47	21777.8467	9219.975307			
<b>NECESIDAD DE REFORZAR HORIZONTALMENTE- SEGUNDO PISO</b>						
<b>Vm1/Ve1</b>	<b><math>2 \leq Vm1/Ve1 \leq 3</math></b>	<b>Vu</b>	<b>Mu</b>	<b><math>Vu \geq Vm</math></b>	<b><math>\sigma m \geq 0.05f'm</math></b>	<b>Refuerzo horizontal</b>
		<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>			

1.54	2.00	27157.4	10508.78	<b>VERDADERO</b>	<b>FALSO</b>	<b>Colocar 2Ø8mm@4hileras</b>
1.51	2.00	27689.86	9638.86	<b>VERDADERO</b>	<b>FALSO</b>	<b>Colocar 2Ø8mm@4hileras</b>
1.82	2.00	22813.98	8858.28	<b>VERDADERO</b>	<b>FALSO</b>	<b>Colocar 2Ø8mm@4hileras</b>
1.79	2.00	23301.18	8141.92	<b>VERDADERO</b>	<b>FALSO</b>	<b>Colocar 2Ø8mm@4hileras</b>
<b>NECESIDAD DE REFORZAR HORIZONTALMENTE- TERCER PISO</b>						
<b>Vm1/Ve1</b>	<b><math>2 \leq Vm1/Ve1 \leq 3</math></b>	<b>Vu</b>	<b>Mu</b>	<b><math>Vu \geq Vm</math></b>	<b><math>\sigma_m \geq 0.05f'm</math></b>	<b>Refuerzo horizontal</b>
		<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>			
3.29	3.00	18667.2	6546.48	<b>FALSO</b>	<b>FALSO</b>	
2.65	2.65	20443.6 535	7254.61 0254	<b>VERDADERO</b>	<b>FALSO</b>	<b>Colocar 2Ø8mm@4hileras</b>
3.92	3.00	15613.8 6	5473.11	<b>FALSO</b>	<b>FALSO</b>	
3.14	3.00	19522.2 9	6930.9	<b>FALSO</b>	<b>FALSO</b>	<b>Colocar 2Ø8mm@4hileras</b>

Falso - Falso = No necesita refuerzo

Verdadero - Verdadero = Necesita refuerzo

Verdadero - Falso = Necesita refuerzo

Falso - Verdadero = Necesita refuerzo

### 3.9. Análisis de la Vivienda multifamiliar

La edificación multifamiliar- comercio de 146 m<sup>2</sup>. Ubicado en la urbanización Rosas de América Mz C, Lt 9, se trabajó en un solo bloque, el cual facilitó el cálculo. En lo que sigue, se mostró las vistas obtenidas de los planos de arquitectura de cada piso de la edificación en estudio.

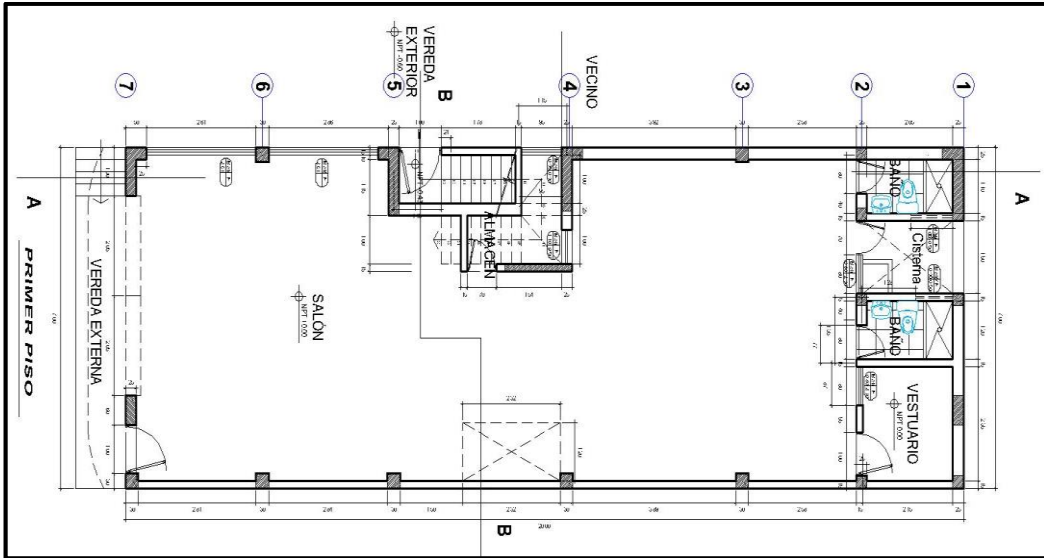


Figura 49. Primer piso, vista en planta.

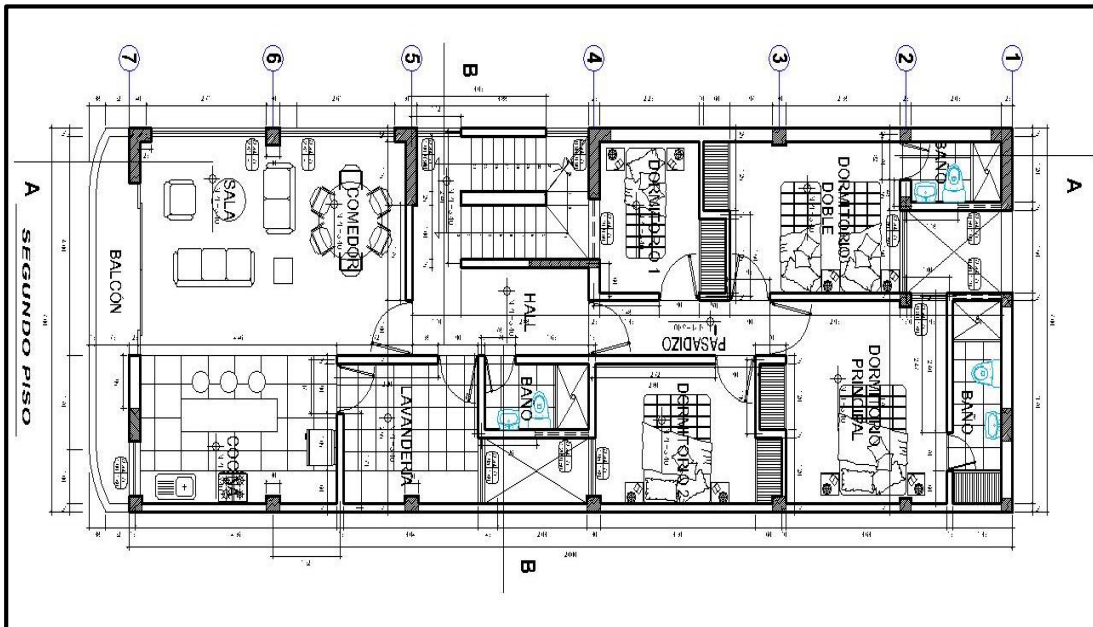


Figura 50. Segundo piso, vista en planta.

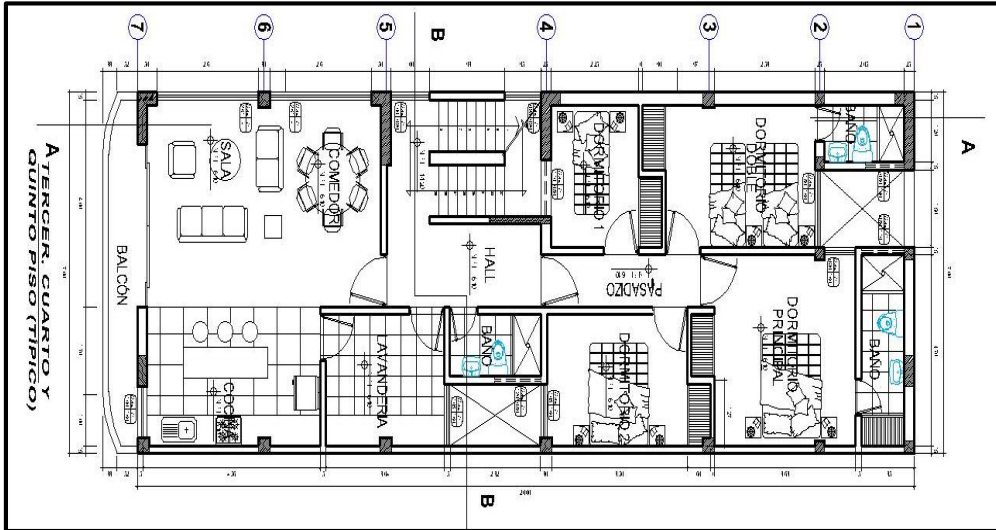


Figura 51. Tercer, cuarto y quinto piso, vista en planta.

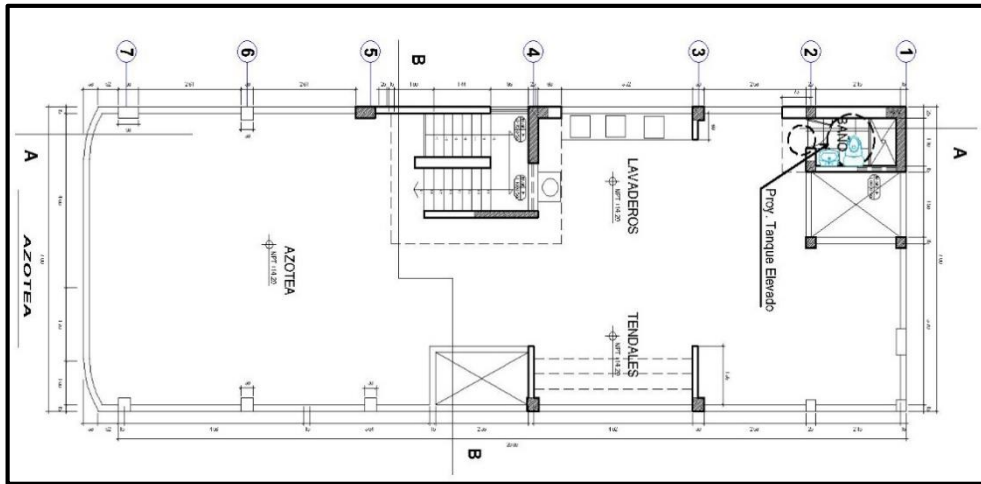


Figura 52. Azotea, vista en planta.

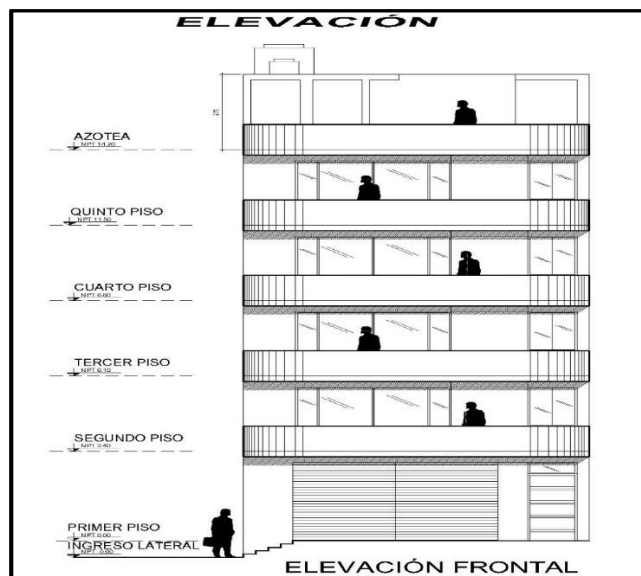


Figura 53. Elevación, vista en planta.



Esta estructura fue diseñada básicamente para el sector comercial (primer piso), a partir del segundo piso al quinto, está destinado a viviendas, también cuenta con una azotea, donde está ubicado el tanque elevado.

### **3.10. Modelamiento en ETABS utilizando las Normas E.0.30- 2006 y E.0.30- 2018**

Se realizó el modelamiento en el Software ETABS utilizando elementos Frame y Shells, gracias a ello se ha logrado simular las vigas- columnas, losas- placas. Además, se colocó en el programa los materiales correspondientes a concreto armado y acero, digitando sus propiedades para cada elemento estructural.

Se respetó la estructuración definida inicialmente en los planos de estructuras, tomándose en cuenta las cargas de los elementos no estructurales los cuales se encuentran ubicados en los planos de arquitectura, se modeló solo la parte estructural. Se colocó las dimensiones de todos los elementos estructurales (externos e internos de los bloques), tomándose el mayor realismo y precisión en el diseño.

A continuación, se muestra el modelo que se realizó en software, perteneciente a un solo bloque:

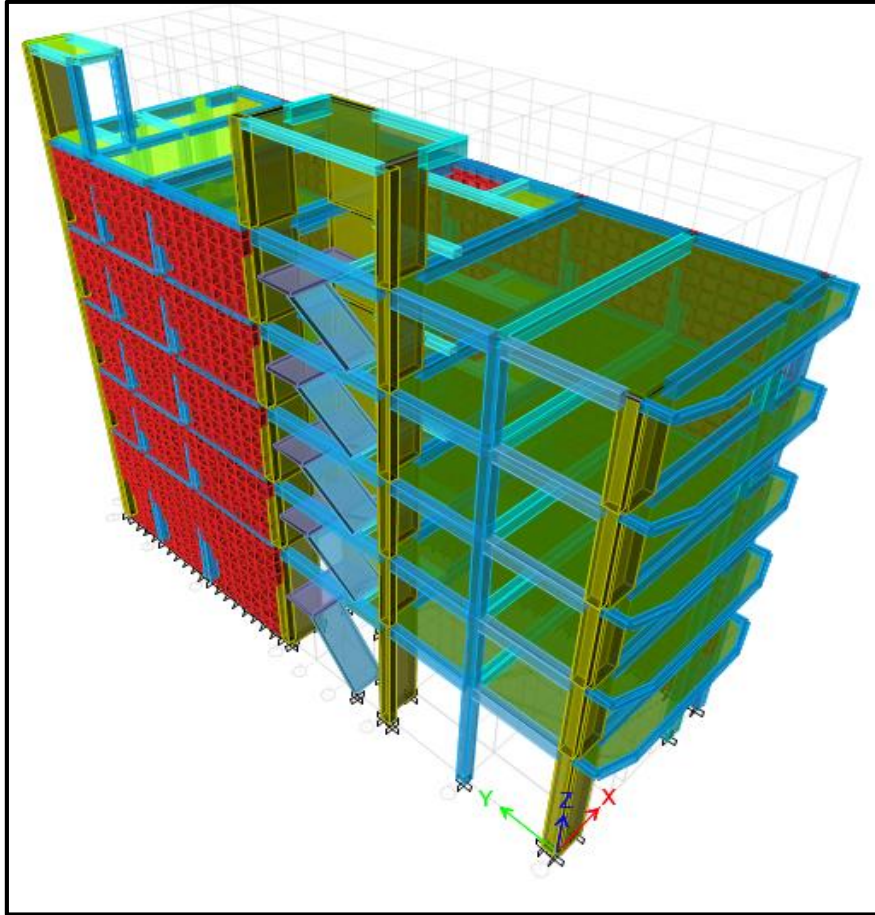


Figura 54. Modelo en ETABS.

Se realizó un solo modelamiento, el cual sirvió para la obtención de los cálculos, cumpliendo cada uno de los parámetros establecidos en las Normas E.030 2006 y E.030 2018.

### 3.10.1. Propiedades de los materiales

Para el bloque en análisis en el software ETABS se utilizaron los siguientes materiales:

#### 3.10.1.1. Concreto

Peso específico	:	2.4	Ton/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	:	2173706.51	Ton/m <sup>2</sup>
Coefficiente de Poisson	:	0.15	
Coefficiente de expansión térmica	:	99x10 <sup>-7</sup>	1/C
Módulo de corte	:	945089.79	Ton/m <sup>3</sup>

Esfuerzo a compresión : 2100 Ton/m<sup>2</sup>

### 3.10.1.2. Acero

Peso específico : 7.8 Ton/m<sup>3</sup>

Módulo de elasticidad :  $2 \times 10^7$  Ton/m<sup>2</sup>

Coefficiente de expansión  
térmica :  $117 \times 10^{-7}$  1/C

Esfuerzo a la fluencia : 42000 Ton/m<sup>2</sup>

### 3.10.1.3. Mampostería

Ladrillo cerámico : 18 Huecos

Mortero de asiento : 1:5

Alambres N° 8 cada 3 hiladas  
(según refuerzo horizontal) : 2

f m : 35 kg/cm<sup>2</sup>

## 3.10.2. Secciones de los elementos estructurales de la vivienda.

En esta sección se ha detallado los tipos de materiales utilizados para la construcción de esta edificación, así como las dimensiones de los elementos estructurales, tales como: cimientos, muros, techos, columnas, placas y vigas.

### 3.10.2.1. Columnas.

C-01 60x25

C-02 30x30

C-03 25x25

### 3.10.2.2. Vigas.

VA 25x20

VS 25x20

V114 25X40

V115 25X40

V116 25X40

V117 25X40

V118 25X40

V119 25X40

### **3.10.2.3. Losas.**

Aligerado  $e= 0,20m$

Maciza  $e= 0,20m$

### **3.10.2.4. Placas.**

PL-1  $e= 0,25m$

PL-2  $e= 0,25m$

PL-3  $e= 0,25m$

PL-4  $e= 0,15m$

### **3.10.2.5. Muros portantes.**

$e=0,23m$

## **3.11. Modelamiento en SAFE para las Normas E.030 2006 y E.030 2018**

El modelamiento que se realizó en el software SAFE, está hecho en base a elementos Shells - Mat, de manera que se ha podido simular las zapatas combinadas, así mismo en base a elementos Shells – Stiff, se simularon la representación de las columnas dentro de las zapatas; en cuanto al cimiento corrido se utilizaron elementos Shells – Footing.

Se editó el material de concreto armado y acero a los cuales se les digitó las propiedades correspondientes asignando a los elementos estructurales. Se respetó la estructuración inicial planteada en los planos estructurales y se tomó en cuenta las cargas proporcionadas por los elementos no estructurales indicados en el plano de arquitectura, sin embargo, estas dimensiones fueron variando puesto que se necesitaba que el esfuerzo del terreno sea mayor al esfuerzo admisible.

Se importó todas las cargas en la base del bloque en un solo archivo de manera que se pueda trabajar la cimentación de manera total; cabe señalar que se revisó que

estas cargas permanezcan en sus puntos tal y como corresponden. En lo siguiente, el modelamiento inicial de la cimentación con las secciones iniciales:

### 3.11.1. Propiedades de los materiales y suelo

Los valores que se utilizaron en la sección de “Materials” en el software SAFE fueron los siguientes:

#### 3.11.1.1. Concreto

Peso específico	:	2.4	Ton/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	:	2173706.51	Ton/m <sup>2</sup>
Coefficiente de Poisson	:	0.15	
Coefficiente de expansión térmica	:	99x10 <sup>-7</sup>	1/C
Módulo de corte	:	945089.79	Ton/m <sup>3</sup>
Esfuerzo a compresión	:	2100	Ton/m <sup>2</sup>

#### 3.11.1.2. Acero

Peso específico	:	7.8	Ton/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	:	2x10 <sup>7</sup>	Ton/m <sup>2</sup>
Coefficiente de expansión térmica	:	117x10 <sup>-7</sup>	1/C
Esfuerzo a la fluencia	:	42000	Ton/m <sup>2</sup>

#### 3.11.1.3. Suelo.

Tipo de suelo	:	Arena pobremente graduada (SP)	
Profundidad de desplante para cimientos cuadrados	:	1.60	m
Profundidad de desplante para cimientos corridos armados	:	1.50	m
Factor de seguridad por corte	:	3	
Presión admisible para cimientos cuadrados	:	1.098	Kg/cm <sup>2</sup>

Presión admisible para cimientos corridos	:	0.941	Kg/cm <sup>2</sup>
Asentamiento diferencial	:	2.027	cm

### **3.11.2. Zapatas.**

Se tomaron las dimensiones que se encuentran indicadas en los planos originales de estructuras de la vivienda que fueron utilizados desde el principio para el desarrollo de la evaluación estructural y sismorresistente.

### **3.11.3. Vigas de cimentación.**

Se utilizaron las mismas dimensiones para el modelamiento, desde el principio y hasta el final; sin encontrar variación en sus dimensiones.

### **3.11.4. Cimiento corrido.**

Se utilizaron las mismas dimensiones para el modelamiento, desde el principio y hasta el final; sin encontrar variación en sus dimensiones.

## **3.12. Análisis de cargas.**

### **3.12.1. Cargas por gravedad.**

#### **3.12.1.1. Carga muerta.**

Para determinar las cargas muertas se realizó el metrado de cargas, el cual consistió en generar cargas lineales o por metro cuadrado, ya sea para vigas o losas, las cuales fueron aplicadas en el programa. Dichas cargas se refieren al piso terminado y en algunos casos, a los ladrillos de techo. Este metrado de cargas se realizó de acuerdo a la posición de los muros de borde y tabiquería, y para realizar las operaciones mencionadas se tomaron los datos que se mencionaron en los planos de arquitectura de la vivienda en estudio, los cuales se mostraron en el punto inicial de análisis de la vivienda multifamiliar (ver figura 88, 89 y 90).

A continuación, se mostró el detalle de las cargas muertas lineales por tabiquería y parapetos.

Se realizó el metrado de cargas para el bloque de la edificación, a continuación, se observará el metrado realizado:

Cuadro 118. Aligerado en una dirección T1, T2, T3, T4

<b>Aligerado - En una dirección T1, T2, T3, T4</b>				
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m2</b>	<b>P. Específico kg/m3</b>	<b>Espesor m</b>	<b>Carga kg/m2</b>
Ladrillos de techo	0.182			0.182
Piso terminado		2	0.05	0.100
				<b>0.282</b>

Cuadro 119. Aligerado en una dirección T5

<b>Aligerado - En una dirección T5</b>				
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m2</b>	<b>P. Específico kg/m3</b>	<b>Espesor m</b>	<b>Carga kg/m2</b>
Ladrillos de techo	0.182			0.182
Piso terminado		2	0.05	0.100
				<b>0.282</b>

Cuadro 120. Losa maciza en una dirección

<b>Losa Maciza - En una dirección</b>				
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m2</b>	<b>P. Específico kg/m3</b>	<b>Espesor m</b>	<b>Carga ton/m2</b>
Piso terminado		2	0.05	<b>0.100</b>

Cuadro 121. Muro en el eje 1

<b>Muro eje 1 (plano)</b>					
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m<sup>2</sup></b>	<b>P. Específico kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Espesor m</b>	<b>Alto m</b>	<b>Carga ton/m</b>
Muro de e=0.23m		1.350	0.23	2.7	0.83835
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	2.7	0.108
					<b>0.946</b>

Cuadro 122. Muro en el eje 2

<b>Muro eje 2 (plano)</b>					
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m<sup>2</sup></b>	<b>P. Específico kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Espesor m</b>	<b>Alto m</b>	<b>Carga ton/m</b>
Muro de e=0.23m		1.350	0.23	2.7	0.83835
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	2.7	0.108
					<b>0.946</b>

Cuadro 123. Muro en el eje 3

<b>Muro eje 3 (plano)</b>					
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m<sup>2</sup></b>	<b>P. Específico kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Espesor m</b>	<b>Alto m</b>	<b>Carga ton/m</b>
Muro de e=0.23m		1.350	0.13	2.7	0.47385
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	2.7	0.108
					<b>0.582</b>



Cuadro 124. Muro en el eje 4

<b>Muro eje 4 (plano)</b>					
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m<sup>2</sup></b>	<b>P. Específico kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Espesor m</b>	<b>Alto m</b>	<b>Carga ton/m</b>
Muro de e=0.13m		1.350	0.13	2.7	0.47385
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	2.7	0.108
					<b>0.582</b>
Muro de e=0.23m		1.350	0.23	2.7	0.83835
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	2.7	0.108
					<b>0.946</b>

Cuadro 125. Muro en el eje 5

<b>Muro eje 5 (plano)</b>					
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m<sup>2</sup></b>	<b>P. Específico kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Espesor m</b>	<b>Alto m</b>	<b>Carga ton/m</b>
Muro de e=0.23m		1.350	0.13	2.7	0.47385
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	2.7	0.108
					<b>0.582</b>

Cuadro 126. Muro en el eje 7

<b>Muro eje 7 (plano)</b>					
<b>CM</b>	<b>Carga Estable kg/m<sup>2</sup></b>	<b>P. Específico kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Espesor m</b>	<b>Alto m</b>	<b>Carga ton/m</b>

Muro de e=0.23m		1.350	0.13	2.7	0.83835
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	2.7	0.108
					<b>0.946</b>

Cuadro 127. Muro bajo de e= 13 cm en ventana alta h= 0.50 m.

<b>Muro bajo de e=13cm en ventana alta h=0.50m</b>					
CM	Carga Estable kg/m <sup>2</sup>	P. Específico kg/m <sup>3</sup>	Espesor m	Alto m	Carga ton/m
Muro bajo e=0.13m		1.350	0.13	2.2	0.3861
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	2.2	0.088
					<b>0.474</b>

Cuadro 128. Muro bajo de e= 23 cm en ventana h= 0.50 m.

<b>Muro bajo de e=23cm en ventana h=0.50m</b>					
CM	Carga Estable kg/m <sup>2</sup>	P. Específico kg/m <sup>3</sup>	Espesor m	Alto m	Carga ton/m
Muro bajo e=0.23m		1.350	0.23	2.2	0.6831
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	2.2	0.088
					<b>0.771</b>

Cuadro 129. Muro bajo de e= 13 cm en ventana h= 1.60 m.

<b>Muro bajo de e=13cm en ventana h=1.60m</b>					
---	--	--	--	--	--

CM	Carga Estable kg/m <sup>2</sup>	P. Específico kg/m <sup>3</sup>	Espesor m	Alto m	Carga ton/m
Muro bajo e=0.13m		1.350	0.13	1.1	0.19305
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	1.1	0.044
					<b>0.237</b>

Cuadro 130. Muro bajo de e= 23 cm en ventana h= 1.60 m.

<b>Muro bajo de e=23cm en ventana h=1.60m</b>					
CM	Carga Estable kg/m <sup>2</sup>	P. Específico kg/m <sup>3</sup>	Espesor m	Alto m	Carga ton/m
Muro bajo e=0.23m		1.350	0.23	1.1	0.34155
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	1.1	0.044
					<b>0.386</b>

Cuadro 131. Muro de borde en azotea e= 13 cm y h= 0.90 m.

<b>Muro de borde en azotea e= 13 cm y h= 0.90 m.</b>					
CM	Carga Estable kg/m <sup>2</sup>	P. Específico kg/m <sup>3</sup>	Espesor m	Alto m	Carga ton/m
Muro bajo e=0.13m		1.350	0.13	0.9	0.15795
Tarrajeo e=0.02m		2	0.02	0.9	0.036
					<b>0.194</b>

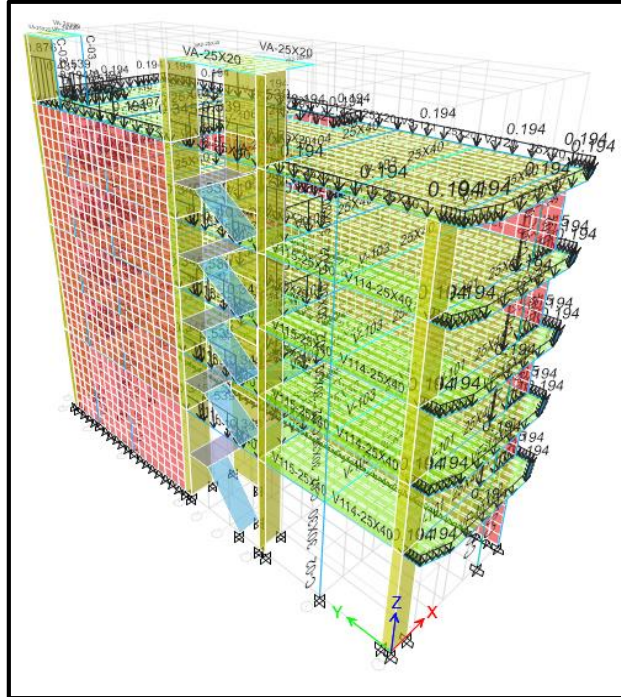


Figura 55. Bloque 1 Cargas muertas lineales por tabiquería.

### 3.12.1.2. Carga viva

Para determinar las cargas vivas se tomaron en cuenta las cargas por metro cuadrado obtenidas de la Norma E.020 Cargas, las cuales fueron asignadas sobre las losas según la finalidad de cada ambiente, dichos datos fueron aplicados en el software, así mismo se consideró las cargas planteadas en el plano de estructuras.

Para la edificación, se utilizaron sobrecargas correspondientes a primer, segundo, tercer, cuarto y quinto piso 0.200ton/m<sup>2</sup>, escaleras 0.200 ton/m<sup>2</sup> y azotea .0150 ton/m<sup>2</sup>.

Se realizó el metrado de cargas para el bloque en estudio a continuación, se observará el metrado a continuación:

Cuadro 132. Aligerado en una dirección T1, T2, T3, T4

<b>Aligerado - En una dirección T1, T2, T3, T4</b>			
<b>CV</b>	<b>Carga Estable kg/m<sup>2</sup></b>	<b>P. Específico kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Carga kg/m<sup>2</sup></b>

sobrecarga	0.2		<b>0.200</b>
------------	-----	--	--------------

Cuadro 133. Aligerado en una dirección T5

<b>Aligerado - En una dirección T5</b>									
<b>CV</b>	<b>Carga Estable kg/m2</b>	<b>P. Específico kg/m3</b>	<b>Espesor m</b>	<b>Largo m</b>	<b>Alto m</b>	<b>Ancho m</b>	<b>Diámetro m</b>	<b>Nº de veces</b>	<b>Carga kg/m2</b>
sobrecarga	0.150								<b>0.150</b>

Cuadro 134. Losa maciza en una dirección

<b>Losa maciza en una dirección</b>									
<b>CV</b>	<b>Carga Estable kg/m2</b>	<b>P. Específico kg/m3</b>	<b>Espesor m</b>	<b>Largo m</b>	<b>Alto m</b>	<b>Ancho m</b>	<b>Diámetro m</b>	<b>Nº de veces</b>	<b>Carga kg/m2</b>
sobrecarga	0.2								<b>0.200</b>

### 3.13. Masa participativa

Este dato se obtuvo a partir de la consideración del número de modos requeridos y sobre todo de la masa, que con anterioridad fue definido en la categoría de edificaciones. Esta masa participativa sirvió de guía para saber cuáles fueron las direcciones predominantes y cuál fue el periodo fundamental en cada dirección. Se consideró tres modos de vibración, debido a que en cada entresuelo existen tres grados de libertad primordiales, este valor total de grados de libertad se amplió con el número de pisos de la vivienda.

La masa participativa que fue considerada para el bloque en estudio se presenta en los siguientes cuadros:

Cuadro 135. Masa efectiva para el BLOQUE 1.

<b>Modo</b>	<b>Periodo</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>RZ</b>	<b>Sum UX</b>	<b>Sum UY</b>	<b>Sum RZ</b>
	<b>seg</b>	<b>%</b>	<b>%</b>	<b>%</b>	<b>%</b>	<b>%</b>	<b>%</b>
1	<b>0.56</b>	79.96	0.01	0.15	79.96	0.01	0.15
2	<b>0.25</b>	0.04	3.58	81.91	80.00	3.60	82.06

3	<b>0.16</b>	13.88	0.32	0.00	93.88	3.92	82.06
4	<b>0.15</b>	0.03	82.11	4.00	93.91	86.03	86.06
5	<b>0.09</b>	0.00	1.74	4.19	93.92	87.76	90.25
6	<b>0.08</b>	0.21	0.06	2.98	94.13	87.83	93.23
7	<b>0.07</b>	2.55	0.15	1.28	96.68	87.98	94.51
8	<b>0.07</b>	0.76	0.27	0.78	97.44	88.25	95.29
9	<b>0.06</b>	0.02	1.77	1.00	97.46	90.02	96.29
10	<b>0.05</b>	0.04	7.00	0.00	97.50	97.01	96.29
11	<b>0.04</b>	0.66	0.24	0.40	98.16	97.25	96.70
12	<b>0.04</b>	0.20	0.02	1.33	98.36	97.27	98.02
13	<b>0.03</b>	0.18	0.00	0.09	98.54	97.27	98.12
14	<b>0.03</b>	0.00	0.30	0.07	98.54	97.57	98.18
15	<b>0.03</b>	0.04	0.01	0.38	98.58	97.58	98.57

### 3.14. Análisis estático para las Normas E.030 2006 y E.030 2018.

Se realizó el análisis estático con cada una de las versiones de la Norma de diseño sismorresistente para el bloque que conforma la vivienda en estudio.

Para la realización de esta operación se requirió el periodo fundamental de vibración para las direcciones “X” e “Y”, tomando los valores de zona, uso y perfil de suelo correspondientes, dichos datos se obtuvieron gracias al estudio de mecánica de suelos. (datos obtenidos de los planos de estructuras en el cuadro de especificaciones técnicas). El cual indicó que se trataba de un suelo intermedio S2= 1.2, el periodo que define la plataforma del espectro  $T_p = 0.6 \text{ seg.}$  y el periodo largo “Tl” fue de 2.0 seg. Luego se verificó las irregularidades, que inicialmente fue sencillo de realizar el cálculo, de tal manera se asumieron los valores de “Ia” e “Ip”, “Ro”, estos valores se asumieron de acuerdo a los valores que se visualizaron en los planos.

Se verificó que se cumpla la relación C/R sea mayor a 0.125 en la Norma E.030-2006 Diseño Sismorresistente y 0.11 para la Norma E.030- 2018.

Las cargas repartidas por entrepiso que se obtuvieron para el análisis con cada Norma, se colocaron en el software ETABS de manera manual, mediante el comando de User Loads, permitió digitalizar las cargas a conveniencia.

### 3.14.1. Fuerza cortante basal

Se determinó la cortante basal de diseño para el bloque, así como se muestra en el siguiente cuadro:

Cuadro 136. Cortantes estáticas corregidas en cada dirección.

BLOQUE 1				
Cortante Estática : $V=ZUCS/R*P$				
Norma E.030 2006		Norma E.030 2018		
VEXX	203.46	ton	150.21	ton
VEYY	474.74	ton	350.49	ton

Para este bloque la cortante obtenida con la Norma E.030-2018 disminuyó en 26.17% en la dirección XX, y en la dirección YY también disminuyó en 26.17%.

#### 3.14.1.1. Parámetros sísmicos.

Los parámetros utilizados fueron los que se mencionan a continuación:

##### 3.14.1.1.1. Zonificación.

Para el análisis estático se utilizó el factor “Z” de la Norma E.030 2006 de 0.40 la aceleración del suelo para una zona 3, mientras que para la Norma vigente el factor “Z” aumentó a 0.45 la aceleración del suelo para una zona sísmica 4.

Cuadro 137. Factor Zona.

BLOQUE 1				
Norma E.030 2006		Norma E.030 2018		
XX	3	0.40g	4	0.45g
YY	3	0.40g	4	0.45g

Tal como menciona la Norma E.30 Diseño sismorresistente (2018, p. 9) numeral 2.1. Zonificación, señaló que existen 4 zonas, siendo la cuarta la más crítica, teniendo como aceleración máxima en el terreno de 0.45 con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.

Por otro lado, la Norma E.030 Diseño sismorresistente (2006, p. 209) en el artículo 5 de Zonificación, señaló que existen 3 zonas, teniendo como la más crítica la tercera, donde la aceleración máxima en el terreno es de 0.40, con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.

#### 3.14.1.1.2. Uso.

Se utilizó el factor uso que dicta la Norma E.030 en ambas versiones.

Cuadro 138. Factor Uso.

BLOQUE 1				
Norma E.030 2006			Norma E.030 2018	
XX	1.0	C	1.0	C
YY	1.0	C	1.0	C

Tal como menciona la Norma E.30 Diseño sismorresistente (2018, p. 14) numeral 3.1 Categoría de las edificaciones y factor uso (U), indicó que las viviendas corresponden a la categoría de edificaciones comunes “C”.

Por otro lado, la Norma E.030 Diseño sismorresistente (2006, p. 210) en el artículo 10 de Categoría de las Edificaciones señaló que las viviendas corresponden a la categoría “C” de edificaciones comunes.

#### 3.14.1.1.3. Coeficiente de amplificación sísmica.

Este coeficiente se determinó en base a la respuesta estructural respecto de la aceleración del terreno.



Cuadro 139. Coeficiente de amplificación sísmica.

BLOQUE 1		
	Norma E.030 2006	Norma E.030 2018
CX	2.5	2.5
CY	2.5	2.5

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 13) en el numeral 2.5. “Factor de amplificación sísmica” señaló que, el coeficiente depende del periodo fundamental y de los periodos intervalos que fueron obtenidos de la condición del perfil del suelo. Se refieren a los intervalos: cuando el periodo fundamental sea menor que el periodo corto, el factor “C” será de 2.5, cuando el periodo fundamental esté entre el periodo corto y largo, el factor “C” será de 2.5 veces la división del periodo corte y el periodo fundamental, cuando el periodo sea mayor que el factor largo, el factor “C” será 2.5 veces la división del producto del periodo corto y del periodo largo sobre el periodo fundamental al cuadrado.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 209) en el artículo 7. “Factor de Amplificación Sísmica” mencionó que, el coeficiente depende del periodo fundamental y el periodo corto dado por el perfil del suelo, con la restricción de ser menor o igual que 2.5.

#### 3.14.1.2. Coeficiente de reducción sísmica.

Estos coeficientes fueron aplicados directamente al cálculo de la cortante basal estática que afecta a la cortante obtenida por medio de ZUCS, los factores de reducción se encuentran afectados por las irregularidades, para ello se halló según las Normas en estudio.

Cuadro 140. Coeficiente de reducción sísmica.

BLOQUE 1		
	Norma E.030 2006	Norma E.030 2018
RX	5.25	7
RY	2.25	3

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 21) en el numeral 3.8. “Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, R” señaló que, el factor de reducción básico del sistema a usarse debe ser afectado por los coeficientes de irregularidad en altura como en planta.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 210) en el artículo 12. “Sistemas estructurales” señaló que, para el diseño por resistencia última, las fuerzas internas sísmicas se deben combinar con factores de carga unitarios, en caso de que no ocurra, el valor R podrá utilizarse con los valores establecidos en el cuadro 3 (ver anexos), previa multiplicación por el factor de carga de sismo.

En el primer bloque, los coeficientes de reducción sísmica en la dirección XX tuvo un incremento de 33.33%, al igual que en la dirección YY incrementó un 33.33%.

#### **3.14.1.2.1. Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas.**

Este coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas para el bloque y en cada dirección se estableció de acuerdo al análisis de las cortantes absorbidas en la base por los elementos estructurales como columnas y placas. Se realizó un resumen de los coeficientes básicos de reducción que se utilizaron para cada dirección en análisis.

Cuadro 141. Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas.

BLOQUE 1				
Norma E.030 2006			Norma E.030 2018	
RoX	7	Dual	7	Dual
RoY	3	Albañilería	3	Albañilería

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 17) en el numeral 3.4. “Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas Ro” señaló que, este coeficiente dependía de los materiales usados y el sistema de estructuración en cada dirección de análisis, siendo para concreto armado: Dual, con un valor de 7; albañilería con un valor de 3.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 210) en el artículo 12. “Sistemas estructurales” señaló que, los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de la estructuración, siendo los coeficientes para concreto armado: Dual con un valor de 7, albañilería con un valor de 3.

#### 3.14.1.2.2. Irregularidad en planta.

Se determinaron las irregularidades en planta para el bloque, teniendo como base principal la estructuración de los planos arquitectónicos, en el cual se observaron todos los detalles, tanto de cortes como elevaciones, a continuación, se observan las tablas de irregularidades aplicando ambas normas en análisis:

Cuadro 142. Irregularidad en planta.

BLOQUE 1				
Norma E.030 2006			Norma E.030 2018	
IpX	1	No existe irregularidad	1	No existe irregularidad
IpY	1	No existe irregularidad	1	No existe irregularidad

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 18) en el capítulo 3, punto 3.6. “Factores de Irregularidad (Ia, Ip)” señaló que, se tomarán los factores menores para cada tipo de irregularidad, como los que fueron mencionados en el cuadro 4 (ver anexos). Las irregularidades estructurales en planta, se dará en las dos direcciones. Si se da el caso de que se aplicaran los valores de las tablas 4 y 5 (ver anexos) entonces se toma para cada factor el valor mínimo obtenido en ambas direcciones.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 210) en el artículo 11. “Configuración Estructural” señaló que, en caso encontrarse durante el análisis problemas de irregularidad de cualquier tipo, el valor del Ro será multiplicado únicamente por  $\frac{3}{4}$  o 0.75.

Para los casos donde no exista irregularidad de ningún tipo, los valores de “Ia” e “Ip” serán igual a 1, cumpliendo para el bloque 1.

### 3.14.1.2.3. Irregularidad en altura.

Se determinaron las irregularidades en altura para el bloque, teniendo como base principal la estructuración de los planos arquitectónicos, en el cual se observaron los detalles de cortes y elevaciones, a continuación, se observa las tablas de irregularidades con la aplicación de ambas normas:

Cuadro 143. Irregularidad en altura.

BLOQUE 1				
		Norma E.030 2006		Norma E.030 2018
IaX	0.75	Piso blando	1	No existe irregularidad
IaY	0.75	Piso blando	1	No existe irregularidad

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 18) en el capítulo 3, punto 3.6. “Factores de Irregularidad (Ia,

Ip)” señaló que, se tomarán los factores menores para cada tipo de irregularidad, como los que fueron mencionados en el cuadro 4 (ver anexos). Las irregularidades estructurales en planta, se dará en las dos direcciones. Si se da el caso de que se aplicaran los valores de las tablas 4 y 5 (ver anexos) entonces se toma para cada factor el valor mínimo obtenido en ambas direcciones.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 210) en el artículo 11. “Configuración Estructural” señaló que, en caso encontrarse durante el análisis problemas de irregularidad de cualquier tipo, el valor del  $R_o$  será multiplicado únicamente por  $\frac{3}{4}$  o 0.75.

Para los casos donde no exista irregularidad de ningún tipo, los valores de  $I_a$  e  $I_p$  serán igual a 1, cumpliendo para el bloque 1.

### 3.14.1.3. Estimación del peso total de la edificación.

Para estimar el peso sísmico de la edificación en estudio, se trabajó según ambas normas lo indican, para su evaluación se tomó el cien por ciento de la carga muerta, adicionando el cincuenta por ciento de la sobrecarga total, respecto a la categoría de la edificación correspondiente.

En el software ETABS en el comando Define > Load Combinations, generó una combinación por medio de factores, para el caso de carga muerta, un factor de 1 y para la sobrecarga, un factor de 0.5. A continuación, la estimación de este en los siguientes cuadros.

Cuadro 144. Peso sísmico del BLOQUE 1.

Nivel	Diafragma	Peso	Peso	Caso de Carga/Combo
		Sísmico/Nivel	Acumulado	
		ton	ton	
Techo 05	Diafragma 05	<b>177.97</b>	177.97	Peso Total
Techo 04	Diafragma 04	<b>169.88</b>	347.85	Peso Total

Techo 03	Diafragma 03	<b>169.88</b>	517.73	Peso Total
Techo 02	Diafragma 02	<b>169.88</b>	687.61	Peso Total
Techo 01	Diafragma 01	<b>202.52</b>	890.14	Peso Total
<b>PS=100%+25%CV</b>		<b>890.14</b>		

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 23) en el numeral 4.3. “Estimación del peso” señaló que, el peso sísmico será el total de la carga permanente más una fracción de la sobrecarga, donde las edificaciones de categoría C, toman el 25% de la carga viva.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2003, p. 211) en el numeral 16.3., “Peso de la Edificación” señaló que, el peso sísmico será el total de la carga muerta más una fracción de la sobrecarga, donde las edificaciones de categoría C, toman el 25% de la carga viva.

Durante el cálculo del peso sísmico no se encontró diferencias ni variaciones. Cabe señalar dentro del monto tomado de carga muerta, estuvo el peso por cargas repartidas aplicadas en los elementos vigas y losas.

#### **3.14.1.3.1. Porcentaje de carga muerta.**

Se utilizó el cien por ciento de la carga muerta para la evaluación (100%CM) para el bloque en estudio, aplicando ambas normas.

#### **3.14.1.3.2. Porcentaje de sobrecarga.**

Se aplicó el veinticinco por ciento de la sobrecarga (25%CV) para el bloque de la edificación en estudio, según la categoría que le corresponde. Este valor se aplicó para la evaluación con ambas normas puesto que no hubo variación alguna.

Cuadro 145. Porcentaje de sobrecarga.

BLOQUE 1			
Norma E.030 2006		Norma E.030 2018	
Categoría C	25%CV	Categoría C	25%CV
Categoría C	25%CV	Categoría C	25%CV

### 3.14.2. Distribución de cargas laterales.

De acuerdo a ambas normas de Diseño Sismorresistente, el análisis estático no debió ser un método de diseño si es que se logra determinar irregularidades en altura y en planta en la edificación según indican los puntos establecidos en el reglamento, no obstante, hubo la necesidad de encontrar un factor de escala con la finalidad de determinar la cortante mínima basal de diseño, por ello se realizó el cálculo de la fuerza estática de diseño, siendo este, el agente principal para determinar el factor de reducción sísmica afectada con las irregularidades que presenta el bloque.

Para precisar de una mejor manera los factores de irregularidad, se generó una distribución de cargas laterales en cada entrepiso, se presenta a continuación los cuadros que precisan este punto.

### BLOQUE 1

Cuadro 146. Distribución lateral de fuerzas sísmicas para el eje XX- 2006

Norma E.030 2006					
Nivel	Peso Total ton	Hi m	Pi*(Hi)	Alfai	Fi Ton
Techo 05	177.97	15.2	2705.086	0.315	64.07
Techo 04	169.88	12.5	2123.530	0.247	50.29
Techo 03	169.88	9.8	1664.849	0.194	39.43
Techo 02	169.88	7.1	1206.166	0.140	28.57
Techo 01	202.52	4.4	891.097	0.104	21.10
		$\sum P_i*(H_i)$	8590.728	<b>VEXX</b>	<b>203.46</b>

Cuadro 147. Distribución lateral de fuerzas sísmicas para el eje YY- 2006

Norma E.030 2006					
Nivel	Peso Total ton	Hi m	Pi*(Hi)	Alfai	Fi Ton
Techo 05	177.97	15.2	2705.086	0.315	149.49
Techo 04	169.88	12.5	2123.530	0.247	117.35
Techo 03	169.88	9.8	1664.849	0.194	92.00
Techo 02	169.88	7.1	1206.166	0.140	66.65
Techo 01	202.52	4.4	891.097	0.104	49.24
		$\Sigma Pi^*(Hi)$	8590.728	<b>VEYY</b>	<b>474.74</b>

Cuadro 148. Distribución lateral de fuerzas sísmicas para el eje XX- 2018

Norma E.030 2018					
Nivel	Peso Total ton	Hi m	Pi*(Hi)	Alfai	Fi Ton
Techo 05	177.97	15.2	2923.235	0.318	47.80
Techo 04	169.88	12.5	2282.025	0.248	37.31
Techo 03	169.88	9.8	1776.743	0.193	29.05
Techo 02	169.88	7.1	1275.463	0.139	20.85
Techo 01	202.52	4.4	929.530	0.101	15.20
		$\Sigma Pi^*(Hi)^k$	9186.996	<b>VEXX</b>	<b>150.21</b>

Cuadro 149. Distribución lateral de fuerzas sísmicas para el eje YY- 2018

Norma E.030 2018					
Nivel	Peso Total ton	Hi m	Pi*(Hi)	Alfai	Fi Ton
Techo 05	177.97	15.2	2705.086	0.315	110.36
Techo 04	169.88	12.5	2123.530	0.247	86.64
Techo 03	169.88	9.8	1664.849	0.194	67.92
Techo 02	169.88	7.1	1206.166	0.140	49.21
Techo 01	202.52	4.4	891.097	0.104	36.36
		$\Sigma Pi^*(Hi)^k$	8590.728	<b>VEYY</b>	<b>350.49</b>



De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 24) en el numeral 4.5.3. “Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura” señaló que, la fuerza repartida en cada entrepiso se calculó como la multiplicación de un coeficiente alfa por la cortante basal estática total calculada. Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 212) en el numeral 17.4., “Distribución de la fuerza sísmica en altura” señaló que, la fuerza repartida en cada entrepiso se calculó como la multiplicación de la fuerza cortante basal estática menos una fuerza “Fa” aplicada en la parte superior de la edificación, todo ello por la división peso del entrepiso por la altura acumulada entre la sumatoria del peso del entrepiso por la altura acumulada.

### BLOQUE 1

Cuadro 150. Variaciones en las fuerzas laterales en el eje XX- YY

BLOQUE 1			
Fuerzas laterales con la Norma E.030 2006	Fuerzas laterales con la Norma E.030 2018	Variación	Descripción
XX	XX		
64.07	47.80	25.39%	DISMINUYE
50.29	37.31	25.81%	DISMINUYE
39.43	29.05	26.32%	DISMINUYE
28.57	20.85	27.02%	DISMINUYE
21.10	15.20	27.96%	DISMINUYE
Fuerzas laterales con la Norma E.030 2006	Fuerzas laterales con la Norma E.030 2018	Variación	Descripción
YY	YY		
149.49	110.36	26.17%	DISMINUYE
117.35	86.64	26.16%	DISMINUYE
92.00	67.92	26.17%	DISMINUYE
66.65	49.21	26.16%	DISMINUYE
49.24	36.36	26.15%	DISMINUYE

Para el bloque 1, las fuerzas estáticas de entrepiso en el eje XX e YY disminuyeron porque en el análisis realizado por la Norma E.030- 2006 se consideró irregularidad en altura, mientras que, en la Norma actual, no se consideró ningún tipo de irregularidad.

### 3.14.3. Centro de masa.

Se logró obtener en el programa ETABS, otorgando a cada nivel de la estructura la función de diafragma rígido.

En los siguientes cuadros se muestran las coordenadas del centro de masa para el bloque de la edificación en estudio:

Cuadro 151. Centro de masas para el BLOQUE 1

Norma E.030 2006 y Norma E.030 2018			
Nivel	Diafragma	XCM	YCM
		m	m
Techo 05	D5	3.9409	10.4879
Techo 04	D4	4.1633	10.7468
Techo 03	D3	4.1626	10.7474
Techo 02	D2	4.1631	10.7467
Techo 01	D1	4.2439	10.8735

Las Normas de diseño sismorresistente no presentan puntos en específico sobre centro de masas; sin embargo, estos valores se toman según los criterios de estructuración, que se encuentran incluidos en las Normas en estudio, estos valores de centro de nada tienen la finalidad de mantener un equilibrio adecuado para el comportamiento generado por sismos en el futuro.

### 3.14.4. Excentricidad accidental.

Con la aplicación de excentricidad para el análisis estático en el programa ETABS se utilizó el comando Load Patterns, colocando el 0.05 en Additional Eccentricity Ratio (all diaphragms) en el bloque de la edificación.

En las Normas de Diseño Sismorresistente del 2006 y la del 2018 se han propuesto una excentricidad accidental del 5%, debido a problemas constructivos, variaciones en los cálculos y lo real, dichas excentricidades que se calcularon se muestran en las siguientes tablas para el bloque en estudio:

Cuadro 152. Excentricidad accidental para el BLOQUE 1

Norma E.030 2006 y Norma E.030 2018	
Coef. Eaccxx	0.05
Dist Y (m)	20.00
Eaccyy (m)	1.00
Coef. Eaccyy	0.05
Dist X (m)	7.00
Eaccxx (m)	0.35

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 27) en el numeral 4.6.5. “Excentricidad Accidental (efectos de Torsión)” se señaló que, la distancia de localización de los centros de masa en cada nivel puede variar un 0.05 veces la dimensión de la edificación en dirección perpendicular a la dirección de análisis. Considerándose el signo más desfavorable.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 212) en el numeral 17.5., “Efectos de Torsión” se señaló que, para cada nivel se aplicó un momento torsor producto de la fuerza actuante por una distancia que resulta ser el producto de 0.05 veces la dimensión perpendicular a la dirección de análisis.

### **3.15. Análisis dinámico modal espectral para las Normas E.030 2006 y E.030 2018.**

Se realizó un análisis dinámico modal espectral para cada una de las Normas de Diseño Sismorresistente, aplicados en el bloque de la edificación.

#### **3.15.1. Parámetros sísmicos.**

Se utilizaron los parámetros siguientes para el estudio:

### 3.15.1.1. Zonificación.

Para el análisis dinámico se utilizó el factor “Z” que para la Norma E.030- 2006 fue de 0.40 la aceleración máxima del terreno para la zona 3, mientras que para la Norma actualizada el factor “Z” presenció un aumento a 0.45 la aceleración máxima del terreno para la zona 4.

Cuadro 153. Zonificación.

BLOQUE 1				
Norma E.030- 2006		Norma E.030- 2018		
XX	3	0.40g	4	0.45g
YY	3	0.40g	4	0.45g

De acuerdo con Norma 0.30 de Diseño Sismorresistente (2018, p. 8) en el numeral 2.1. “Zonificación” señaló que, existen 4 zonas, siendo la cuarta la más crítica, donde la aceleración máxima del terreno en suelo rígido es de 0.45 con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.

En lo mencionado en el párrafo anterior, así como en el análisis estático, se logró comprender que los valores de las fuerzas cortantes dinámicas en la base obtenidas con la Norma nueva sufrieron un incremento del 12.50% con respecto al valor inicial.

### 3.15.1.2. Uso.

Se utilizó el factor uso de la edificación tal y como estipula la Norma E.030 en ambas versiones:

Cuadro 154. Uso de la edificación.

BLOQUE 1				
Norma E.030 2006		Norma E.030 2018		
XX	1.0	C	1.0	C
YY	1.0	C	1.0	C

Tal como menciona la Norma E.30 Diseño sismorresistente (2018, p. 14) numeral 3.1 Categoría de las edificaciones y factor uso (U), indicó que las viviendas corresponden a la categoría de edificaciones comunes “C”.

Por otro lado, la Norma E.030 Diseño sismorresistente (2006, p. 210) en el artículo 10 de Categoría de las Edificaciones señaló que las viviendas corresponden a la categoría “C” de edificaciones comunes.

### 3.15.1.3. Coeficiente de ampliación sísmica.

Este coeficiente se determinó en base a la respuesta estructural respecto de la aceleración del terreno.

Cuadro 155. Coeficiente de ampliación sísmica

BLOQUE 1		
	Norma E.030 2006	Norma E.030 2018
CX	2.50	2.50
CY	2.50	2.50

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 13) en el numeral 2.5. “Factor de ampliación sísmica” señaló que, el coeficiente depende del periodo fundamental y de los periodos intervalos que fueron obtenidos de la condición del perfil del suelo. Se refieren a los intervalos: cuando el periodo fundamental sea menor que el periodo corto, el factor “C” será de 2.5, cuando el periodo fundamental esté entre el periodo corto y largo, el factor “C” será de 2.5 veces la división del periodo corte y el periodo fundamental, cuando el periodo sea mayor que el factor largo, el factor “C” será 2.5 veces la división del producto del periodo corto y del periodo largo sobre el periodo fundamental al cuadrado.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 209) en el artículo 7. “Factor de Amplificación Sísmica” mencionó que, el coeficiente depende del periodo fundamental y el periodo corto dado por el perfil del suelo, con la restricción de ser menor o igual que 2.5.

Los factores de amplificación sísmica en el análisis dinámico para cada bloque no se observó incremento ni disminución ya que el valor dependió de valores determinados que dependen, así mismo de la masa y rigidez para periodo fundamental y del suelo, este no tiende a variar con facilidad.

### 3.15.2. Coeficiente de reducción sísmica

Los coeficientes de reducción sísmica que fueron utilizados, han sido calculados con el producto del coeficiente básico de reducción sísmica y las irregularidades tanto en altura como en planta.

A continuación, se muestran el cuadro donde fueron calculados los coeficientes de reducción sísmica haciendo uso ambas normas en análisis:

Cuadro 156. Coeficiente de reducción sísmica

BLOQUE 1		
	Norma E.030 2006	Norma E.030 2018
RX	5.25	7
RY	2.25	3

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 21) en el numeral 3.8. “Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, R” señaló que, el factor de reducción básico del sistema a usarse debe ser afectado por los coeficientes de irregularidad en altura como en planta.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 210) en el artículo 12. “Sistemas estructurales” señaló que, para el diseño por resistencia última, las fuerzas internas sísmicas se deben combinar con factores de carga unitarios, en caso de que no ocurra, el valor R podrá utilizarse con los valores establecidos en el cuadro 3 (ver anexos), previa multiplicación por el factor de carga de sismo.

En el primer bloque, los coeficientes de reducción sísmica en la dirección XX tuvo un incremento de 33.33%, al igual que en la dirección YY incrementó un 33.33%.

### 3.15.2.1. Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas.

Este coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas para el bloque y en cada dirección se estableció de acuerdo al análisis de las cortantes absorbidas en la base por los elementos estructurales como columnas y placas. Se realizó un resumen de los coeficientes básicos de reducción que se utilizaron para cada dirección en análisis.

Cuadro 157. Coeficiente básico de reducción sísmica

BLOQUE 1				
		Norma E.030 2006	Norma E.030 2018	
RoX	7	Dual	7	Dual
RoY	3	Albañilería	3	Albañilería

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 17) en el numeral 3.4. “Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas  $R_o$ ” señaló que, este coeficiente dependía de los materiales usados y el sistema de estructuración en cada dirección de análisis, siendo para concreto armado: Dual, con un valor de 7; albañilería con un valor de 3.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 210) en el artículo 12. “Sistemas estructurales” señaló que, los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de la estructuración, siendo los coeficientes para concreto armado: Dual con un valor de 7, albañilería con un valor de 3.

### 3.15.2.2. Irregularidad en planta.

Se determinaron las irregularidades en planta para el bloque, teniendo como base principal la estructuración de los planos arquitectónicos, en el cual se observaron todos los detalles, tanto de cortes como elevaciones, a continuación, se observan las tablas de irregularidades aplicando ambas normas en análisis:

Cuadro 158. Irregularidad en planta

BLOQUE 1				
Norma E.030 2006			Norma E.030 2018	
IpX	1	No existe irregularidad	1	No existe irregularidad
IpY	1	No existe irregularidad	1	No existe irregularidad

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 18) en el capítulo 3, punto 3.6. “Factores de Irregularidad (Ia, Ip)” señaló que, se tomarán los factores menores para cada tipo de irregularidad, como los que fueron mencionados en el cuadro 4 (ver anexos). Las irregularidades estructurales en planta, se dará en las dos direcciones. Si se da el caso de que se aplicaran los valores de las tablas 4 y 5 (ver anexos) entonces se toma para cada factor el valor mínimo obtenido en ambas direcciones.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 210) en el artículo 11. “Configuración Estructural” señaló que, en caso encontrarse durante el análisis problemas de irregularidad de cualquier tipo, el valor del Ro será multiplicado únicamente por  $\frac{3}{4}$  o 0.75.



Para los casos donde no exista irregularidad de ningún tipo, los valores de Ia e Ip serán igual a 1, cumpliendo para el bloque 1.

### 3.15.2.3. Irregularidad en altura.

La irregularidad en altura para cada uno de los bloques fue determinada en base a la estructuración de los planos de arquitectura, tomándose en cuenta los detalles de cortes y elevaciones. Dichos cálculos se muestran en los siguientes cuadros a continuación:

Cuadro 159. Irregularidad en altura

BLOQUE 1				
		Norma E.030 2006	Norma E.030 2018	
IaX	0.75	Piso blando	1	No existe irregularidad
IaY	0.75	Piso blando	1	No existe irregularidad

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 18) en el capítulo 3, punto 3.6. “Factores de Irregularidad (Ia, Ip)” señaló que, se tomarán los factores menores para cada tipo de irregularidad, como los que fueron mencionados en el cuadro 4 (ver anexos). Las irregularidades estructurales en planta, se dará en las dos direcciones. Si se da el caso de que se aplicaran los valores de las tablas 4 y 5 (ver anexos) entonces se toma para cada factor el valor mínimo obtenido en ambas direcciones.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 210) en el artículo 11. “Configuración Estructural” señaló que, en caso encontrarse durante el análisis problemas de irregularidad de cualquier tipo, el valor del Ro será multiplicado únicamente por  $\frac{3}{4}$  o 0.75.

Para los casos donde no exista irregularidad de ningún tipo, los valores de Ia e Ip serán igual a 1, cumpliendo para el bloque 1.

### 3.15.3. Espectro de pseudo aceleraciones.

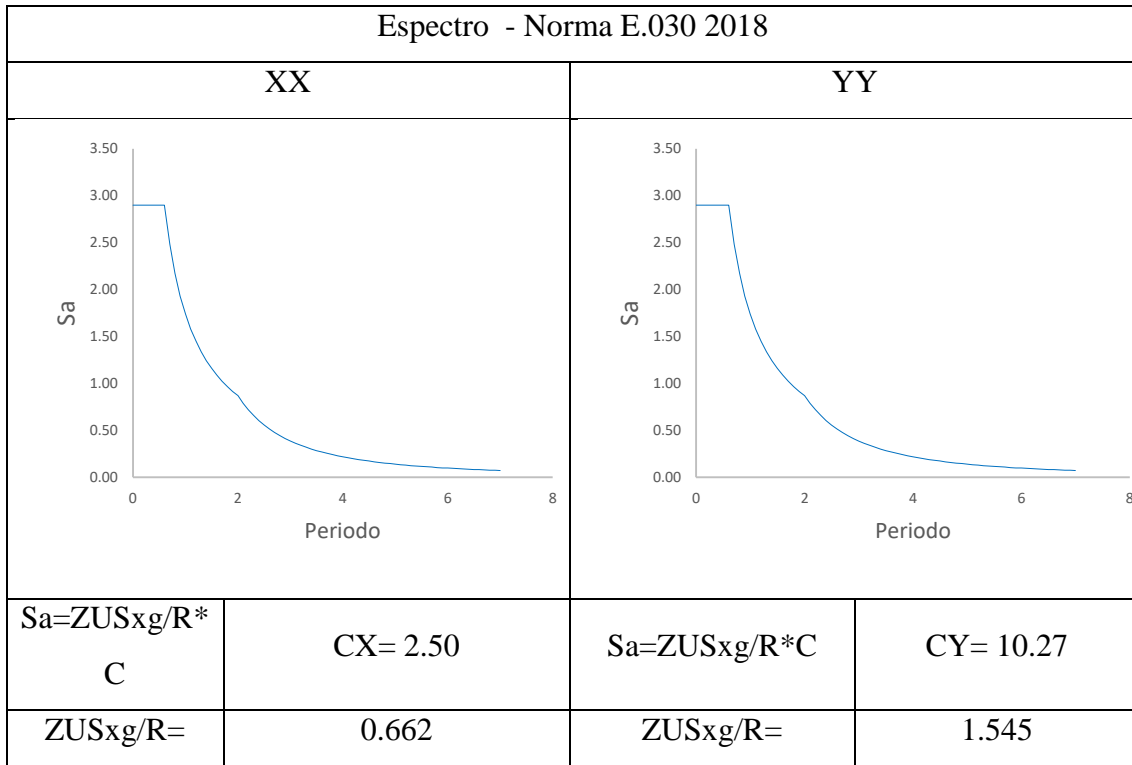
Este punto se realizó de acuerdo al periodo fundamental de vibración, quien determinó el valor del coeficiente de amplificación sísmica junto con los periodos “Tp” y “T1”, y también la aceleración espectral.

Para generar el cambio del factor de reducción sísmica para cada dirección, se optó por considerar el uso de la plataforma del espectro de aceleración, con la finalidad de que esté en base al periodo fundamental de vibración y al factor de amplificación sísmica, adicionando un valor en función a la zona, uso, suelo, gravedad y el factor de reducción sísmica de diseño.

Para ello se utilizaron los espectros del bloque y para la evaluación sísmica aplicadas a ambas normas de Diseño Sismorresistente, se obtuvo como resultado lo que se muestra a continuación:

Cuadro 160. Espectro de pseudo-aceleraciones – BLOQUE 1.

BLOQUE 1			
Espectro - Norma E.030 2006			
XX		YY	
$Sa=ZUSxg/R^*$ C	CX= 2.50	$Sa=ZUSxg/R^*C$	CY= 2.50
ZUSxg/R=	0.896	ZUSxg/R=	2.093



En este bloque los coeficientes dados por los factores ZUS/R y la gravedad disminuye en 26.11% en la dirección XX y para la dirección YY también disminuye en 26.18%, estas variaciones se dieron por las alteraciones que se ha tenido en la actualización de las Normas respectivas en estudio, es por ello que el espectro de respuesta va cambiando.

#### 3.15.4. Control de desplazamientos inelásticos.

Para el cálculo de este punto se ha generado la multiplicación de los desplazamientos elásticos por las restricciones establecidas en ambas Normas de estudio.

Para los cálculos que se realizaron con la Norma E.030- 2006, se colocó en el programa ETABS la multiplicación de los desplazamientos elásticos producto del sismo dinámico por 0.75R, para los cálculos que fueron desarrollados para la Norma E.030- 2018, se multiplicó los desplazamientos elásticos por 0.75R, para los bloques regulares y R para los irregulares. En secuencia se muestran los desplazamientos inelásticos aplicados en el bloque, para ello se presentan los siguientes cuadros:

Cuadro 161. Desplazamientos inelásticos del BLOQUE 1

Norma E.030 2006						
Nivel	Caso de carga	Dirección	Deriva	Caso de carga	Dirección	Deriva
Techo 05	DerivaSDXX Max	X	<b>0.00644</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.00028</b>
Techo 04	DerivaSDXX Max	X	<b>0.00738</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.00040</b>
Techo 03	DerivaSDXX Max	X	<b>0.00806</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.00050</b>
Techo 02	DerivaSDXX Max	X	<b>0.00805</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.00056</b>
Techo 01	DerivaSDXX Max	X	<b>0.00518</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.00055</b>
Norma E.030 2018						
Nivel	Caso de carga	Dirección	Deriva	Caso de carga	Dirección	Deriva
Techo 05	DerivaSDXX Max	X	<b>0.006062</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.000247</b>
Techo 04	DerivaSDXX Max	X	<b>0.007041</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.000359</b>
Techo 03	DerivaSDXX Max	X	<b>0.007802</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.000457</b>
Techo 02	DerivaSDXX Max	X	<b>0.007825</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.000523</b>
Techo 01	DerivaSDXX Max	X	<b>0.004961</b>	DerivaSDYY Max	Y	<b>0.000514</b>

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 29) en el numeral 5.1., “Determinación de Desplazamientos Laterales” mostró que, los desplazamientos laterales se calcularon multiplicando 0.85R los resultados

obtenidos para edificaciones regulares y R son los resultados obtenidos para edificaciones irregulares.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 211) en el numeral 16.4., “Desplazamientos Laterales” mostró que, los desplazamientos laterales producto del análisis lineal y elástico con solicitaciones sísmicas reducidas, fueron multiplicados por 0.75R.

Así mismo, se calcularon los desplazamientos que han sido dados por el análisis dinámico, dichos desplazamientos fueron visualizados con anterioridad, para lo que continúa se muestran las variaciones ocurridas.

Cuadro 162. Variación de desplazamientos inelásticos

BLOQUE 1				
Nivel	Norma E.030 2006	Norma E.030 2018	Variación	Descripción
	XX	XX		
Techo 5	<b>0.00644</b>	<b>0.006062</b>	5.86%	DISMINUYE
Techo 4	<b>0.00738</b>	<b>0.007041</b>	4.59%	DISMINUYE
Techo 3	<b>0.00806</b>	<b>0.007802</b>	3.20%	DISMINUYE
Techo 2	<b>0.00805</b>	<b>0.007825</b>	2.79%	DISMINUYE
Techo 1	<b>0.00518</b>	<b>0.004961</b>	4.22%	DISMINUYE
Nivel	Norma E.030 2006	Norma E.030 2018	Variación	Descripción
	YY	YY		
Techo 5	<b>0.00028</b>	<b>0.000247</b>	11.78%	DISMINUYE
Techo 4	<b>0.00040</b>	<b>0.000359</b>	10.25%	DISMINUYE
Techo 3	<b>0.00050</b>	<b>0.000457</b>	8.60%	DISMINUYE
Techo 2	<b>0.00056</b>	<b>0.000523</b>	6.60%	DISMINUYE
Techo 1	<b>0.00055</b>	<b>0.000514</b>	6.54%	DISMINUYE

Se encontró que el bloque presentó disminución en sus dos ejes, de 5.86% en la dirección XX, mientras que para la dirección YY se encontró una disminución máxima de 11.78%.

### 3.15.5. Fuerza basal mínima de diseño

Para este punto se determinó tomando en cuenta la fuerza cortante estática, donde la cortante de diseño sea por lo menos el 80% o 90% de la cortante estática; no obstante, este depende de la situación en que se encuentre cada bloque respecto a las irregularidades que nos muestran ambas Normas.

Una vez que se obtuvo el factor escala, se procedió a asignar este valor en el programa, con la finalidad de que este multiplique los valores de las cortantes por cada entrepiso de la estructura, obteniendo así la cortante de diseño en la parte inferior para el bloque.

Estas fuerzas mínimas de diseño que se realizó en el bloque se observa en el siguiente cuadro:

Cuadro 163. Fuerzas de diseño de 80% - 90% de la cortante estática.

BLOQUE 1			
Norma E.030 2006			
XX		YY	
SXX Max	183.11 ton	SYY Max	427.26 ton
Norma E.030 2018			
XX		YY	
SXX Max	120.17 ton	SYY Max	280.39 ton

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 27) en el numeral 4.6.4., “Fuerza Cortante Mínima” mostró que, la cortante en el primer entrepiso debe ser por lo menos el 80% de la cortante estática para estructuras regulares o el 90% de la cortante estática para estructuras irregulares.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 213) en el numeral 18.2. d), “Fuerza Cortante Mínima en la Base” mostró que, para cada dirección de análisis se debe considerar por lo menos el 80% de la cortante estática para estructuras regulares o el 90% de la cortante estática para estructuras irregulares.

Para el primer bloque, la cortante de sismo dado en la dirección XX disminuyó en 34.37%, mientras que para la dirección YY disminuyó en 34.37%.

### 3.15.5.1. Factor de escala

Se realizó una escala proporcional entre la cortante estática y la cortante dinámica con la finalidad de hallar un valor que determine la cortante de diseño, con tal de que llegue a cumplir lo que se indicó en el punto anterior, llegue al 80% o 90% de la cortante estática, tomando en cuenta que esta cortante es una fuerza mínima establecida por ambas normas, no obstante, este punto sirve para los cálculos de concreto armado.

En el software ETABS se modificó la cortante dinámica de sismo XX e YY colocando en su lugar los sismos de diseño SXX y SYY, en los siguientes cuadros se muestran los factores de escala que se realizó para el bloque aplicando ambas Normas:

Cuadro 164. Factores de escala.

BLOQUE 1				Variación	Descripción	Variación	Descripción
Norma E.030 2006		Norma E.030 2018					
Factores de escala		Factores de escala					
XX	YY	XX	YY	XX		YY	
1.7153	1.7006	1.6044	1.5707	6.46%	DISMINUYE	7.64%	DISMINUYE

De acuerdo con la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2018, p. 27) en el numeral 4.6.4., “Fuerza Cortante Mínima” mostró que, en caso sea necesario incrementar el cortante para cumplir con las cortantes mínimas del 80% o 90%, se deberán escalar de manera proporcional.

Para la Norma E.030 de diseño sismorresistente (2006, p. 213) en el numeral 18.2. d), “Fuerza Cortante Mínima en la Base” señaló

que, si en caso sea necesario incrementar la cortante para cumplir con las cortantes mínimas del 80% o 90%, se deberán escalar proporcionalmente.

Se aplicaron todos los factores mostrados anteriormente para finalmente obtener una cortante de diseño, que sísmicamente se trató de disimular para ser utilizado en el diseño en concreto armado.

### **3.16. Diseño en concreto armado**

Para realizar el diseño en concreto armado, se tienen los siguientes puntos:

#### **3.16.1. Vigas**

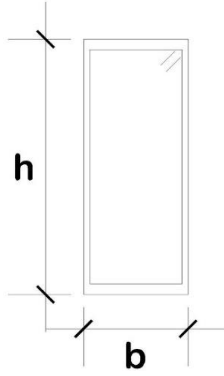
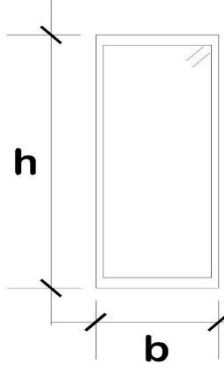
Respecto al análisis sísmico realizado, se presentaron las diferencias en el diseño por flexión y corte de cada una de las vigas en los pórticos de cada bloque en estudio. Dicha diferencia se dio a consecuencia de la cantidad de barras longitudinales, estribos, los diámetros del refuerzo estructural, la longitud y espaciamiento.

##### **3.16.1.1. Diseño por flexión**

De acuerdo al plano de estructuras de la vivienda multifamiliar, en el bloque 1 la viga V101-102 de dimensiones 25x40, a continuación, se muestran los resultados que originó la variación realizada de acuerdo al diseño por flexión con la Norma E.060 Diseño en Concreto Armado en consideración de los parámetros que presenta la Norma E.030- 2018 Diseño Sismorresistente, tomando como base, los datos presentados en los planos de estructuras que fueron elaborados en base a la Norma E.030 del año 2006.



Cuadro 165. Diseño por flexión para la vivienda multifamiliar (bloque 1).

<b>NORMA E.030- 2018</b>				
				
<b>Diseño por flexión.</b>				
<b>PRIMER TRAMO</b>				
<b>Mu</b>	(-)	8.81	2.43	9.71
	(+)	5.5	2.76	5.21
<b>As= pbd</b>	(-)	7.67	1.94	8.57
	(+)	4.57	2.21	4.31
<b>As colocado</b>	2Ø5/8"			
	2Ø5/8"		3Ø5/8"	
	1Ø3/8"		1Ø3/8"	
	2Ø5/8"			
<b>Mn</b>	(-)	10.24	5.44	11.66
	(+)	6.34	5.44	6.34
<b>ØMn ≥ Mu</b>	<b>CUMPLE</b>			
<b>NORMA E.030- 2018</b>				
				
<b>Diseño por flexión.</b>				

Mu	SEGUNDO TRAMO			
	(-)	8.54	2.13	5.17
	(+)	7.42	2.13	6.8
As= pbd	7.4	1.7	4.28	
	6.33	1.7	5.75	
As colocado	2Ø3/4"			
	1Ø5/8"		0	
	1Ø3/8"		1Ø3/8"	
	2Ø3/4"			
Mn	9.83	7.49	7.49	
	8.34	7.49	8.34	
ØMn≥Mu	CUMPLE			

Las variaciones del acero longitudinal se dieron desde que se consideraron las irregularidades en el bloque en estudio, en los planos adquiridos no se consideraron irregularidades, es por ello que el reforzamiento es menor, se toma como si fuera una cuantía mínima para los elementos en flexión. Sin embargo, en la Norma E.030-2006 se ha considerado irregularidad en piso blando debido a que dicha verificación se realiza mediante el cálculo de áreas de los elementos verticales de un entrepiso afectado por un factor proveniente de la razón entre las alturas de los pisos, mientras tanto para la Norma actual (E.030- 2018) esta verificación se realiza mediante la rigidez de cada piso aportada por los elementos verticales.

Cuadro 166. Comparación del diseño por flexión V101-102

REFUERZO POR FLEXIÓN						
Norma E.030 2006						
Viga101-102						
	PRIMER TRAMO			SEGUNDO TRAMO		
	Izq.	Cent.	Der.	Izq.	Cent.	Der.
Long. Superior	3Ø5/8"			3Ø5/8"		
Bastones Superiores	0	0	0	0	0	0
Bastones Inferiores	0	0	0	0	0	0

Long. Inferior	2Ø5/8"			2Ø5/8"		
Norma E.030 2018						
Viga101-102						
	Izq.	Cent.	Der.	Izq.	Cent.	Der.
Long. Superior	2Ø5/8"			2Ø3/4"		
Bastones Superiores	2Ø5/8"	0	3Ø5/8"	1Ø5/8"	0	0
Bastones Inferiores	1Ø3/8"	0	1Ø3/8"	1Ø5/8"	0	1Ø3/8"
Long. Inferior	2Ø5/8"			2Ø3/4"		

En el primer tramo, el acero corrido superior se redujo hasta 33.33%, para el segundo tramo, el acero superior corrido disminuyó hasta 5.33%, mientras que el acero inferior corrido aumentó 42%; estos cambios se produjeron a pesar de haber considerado 1/3 del acero requerido para el acero corrido.

### 3.16.1.2. Diseño por corte

Se procedió a realizar el diseño por corte de las vigas, donde se calculó la cortante actuante a la distancia del peralte efectivo, obteniendo el aporte del concreto y el acero vertical. En uno de los tramos cortos, se encontró que la cortante era considerable por lo que se necesitó agregar un ramal adicional al del estribo común de Ø3/8". Los espaciamientos se muestran como tal, respetando las consideraciones de la Norma E.060 de Diseño en Concreto Armado:

Cuadro 167. Diseño por corte para la vivienda multifamiliar (bloque 1).

	<b>DISEÑO POR CORTE- PRIMER TRAMO</b>			
Vu a "d"	6.4383	ton	7.3223	ton
ØVc	5.59	ton	5.59	ton
ØVs	17.37	ton	17.37	ton
ØVn=ØVc+ØVs	22.96	ton	22.96	ton
ØVn≥Vu	<b>CUMPLE</b>			
	1 Est. Ø3/8", 1@.05, 8@.10, R@.25			

<b>DISEÑO POR CORTE- SEGUNDO TRAMO</b>				
Vu a "d"	15.3131	ton	14.4992	ton
$\emptyset V_c$	5.57	ton	5.57	ton
$\emptyset V_s$	23.05	ton	23.05	ton
$\emptyset V_n = \emptyset V_c + \emptyset V_s$	28.62	ton	28.62	ton
$\emptyset V_n \geq V_u$	CUMPLE			
	1 Est. $\emptyset 3/8"$ , 1@.05, R@.075			

La variación de del acero transversal se generó a partir de la consideración de irregularidades en la vivienda, dicha observación se generó en los planos de estructuras, donde se halla la ausencia de irregularidades, justamente por ello es que el reforzamiento es menor, el confinamiento que se utilizó son resultados que pudieron haberse tomado de la Norma E.060. Como se visualiza en los resultados, se tomaron estribos cada .05m, .10m y .25m en los tramos de luces considerables, mientras que, en tramos cortos, el espaciamiento se redujo de .10m a .075m.

Cuadro 168. Comparación del diseño por corte V101.201.301

Viga101.201.301	
Norma E.030 2006	
PRIMER TRAMO	SEGUNDO TRAMO
$\Pi \emptyset 3/8"$ , 1 @ .05, 8 @ .10, R @ .20	$\Pi \emptyset 3/8"$ , 1 @ .05, R @ .10
Norma E.030 2018	
PRIMER TRAMO	SEGUNDO TRAMO
$\Pi \emptyset 3/8"$ , 1 @ .05, 8 @ .10, R @ .25	$\Pi \emptyset 3/8"$ , 1 @ .05, R @ .075

En el primer tramo, la única variación fue respecto al espaciamiento pasado la zona de confinamiento, de .20m a .25m;

para el segundo tramo, hubo una reducción del espaciamiento de .10m a .075m.

### 3.16.1.3. Diseño por capacidad

En este punto, el diseño por capacidad que se realizó para la viga V101-102, se consideró verificar que la viga falle por flexión y no por corte. Debido a que en el diseño por flexión se esté colocando demasiado refuerzo longitudinal, el cual genere que el momento nominal se exceda y ocasione un incremento en la cortante. A continuación, se muestra el diseño por capacidad para la viga del bloque 1 de la vivienda:

Cuadro 169. Diseño por capacidad para la vivienda (bloque 1).

<b>DISEÑO POR CAPACIDAD- PRIMER TRAMO</b>				
	<b>Cu (ton/m) =</b>	2.16		
	<b>L (m)=</b>	3.10		
<b>As (cm2) =</b>	8.00	<b>As (cm2) =</b>	9.29	
<b>A's (cm2) =</b>	4.71	<b>A's (cm2) =</b>	4.71	
<b>Mn (ton.m) =</b>	10.24	<b>Mn (ton.m) =</b>	11.66	
<b>Mn (ton.m) =</b>	6.34	<b>Mn (ton.m) =</b>	6.34	
<b>Mpr (ton.m) =</b>	12.80	<b>Mpr (ton.m) =</b>	7.92	
<b>Visostático (ton) =</b>	1.08	<b>Visostático (ton) =</b>	1.08	
<b>Vhiperestático (ton) =</b>	6.68	<b>Vhiperestático (ton) =</b>	6.68	
<b>Vu (ton) =</b>	7.76	<b>Vu (ton) =</b>	-5.61	
<b>Vu (ton) =</b>	6.44			
Los espaciamientos anteriores no cumplen				
	<b>Cu (ton/m) =</b>	2.16		
	<b>L (m)=</b>	3.1		
<b>As (cm2) =</b>	8.00	<b>As (cm2) =</b>	9.29	
<b>A's (cm2) =</b>	4.71	<b>A's (cm2) =</b>	4.71	

<b>Mn (ton.m) =</b>	10.24		<b>Mn (ton.m) =</b>	11.66	
<b>Mn (ton.m) =</b>	6.337		<b>Mn (ton.m) =</b>	6.34	
<b>Mpr (ton.m) =</b>	7.92		<b>Mpr (ton.m) =</b>	14.57	
<b>Visostático (ton) =</b>	1.08		<b>Visostático (ton) =</b>	1.08	
<b>Vhiperestático (ton) =</b>	7.25		<b>Vhiperestático (ton) =</b>	7.25	
<b>Vu (ton) =</b>	-6.18		<b>Vu (ton) =</b>	8.33	
			<b>Vu (ton) =</b>	7.32	
Los espaciamientos anteriores no cumplen					
<b>Vu</b>	7.76	ton	<b>Vu</b>	8.33	ton
<b>Szc =</b>	0.1	m	<b>Szc =</b>	0.1	m
<b>Ø3/8" - est =</b>	0.71	cm2	<b>Ø3/8" - est =</b>	0.71	cm2
<b>Ø =</b>	0.85		<b>Ø =</b>	0.85	
<b>ØVc =</b>	5.59	ton	<b>ØVc =</b>	5.59	ton
<b>ØVs =</b>	17.37	ton	<b>ØVs =</b>	17.37	ton
<b>ØVn =</b>	22.96	ton	<b>ØVn =</b>	22.96	ton
<b>ØVn &gt; Vu</b>	VERDADERO		<b>ØVn &gt; Vu</b>	VERDADERO	
1 Est. Ø3/8", 1@.05, 8@.10, R@.25					
<b>DISEÑO POR CAPACIDAD- SEGUNDO TRAMO</b>					
	<b>Cu (ton/m) =</b>	2.16			
	<b>L (m)=</b>	3.10			
<b>As (cm2) =</b>	7.68		<b>As (cm2) =</b>	5.68	
<b>A's (cm2) =</b>	6.39		<b>A's (cm2) =</b>	6.39	
<b>Mn (ton.m) =</b>	9.83		<b>Mn (ton.m) =</b>	7.49	
<b>Mn (ton.m) =</b>	8.34		<b>Mn (ton.m) =</b>	834	
<b>Mpr (ton.m) =</b>	12.29		<b>Mpr (ton.m) =</b>	10.43	
<b>Visostático (ton) =</b>	1.08		<b>Visostático (ton) =</b>	1.08	
<b>Vhiperestático (ton) =</b>	22.05		<b>Vhiperestático (ton) =</b>	22.05	
<b>Vu (ton) =</b>	23.13		<b>Vu (ton) =</b>	-20.97	

<b>Vu (ton) =</b>	15.31			
Los espaciamientos anteriores cumplen				
	<b>Cu (ton/m) =</b>	2.16		
	<b>L (m)=</b>	1.03		
<b>As (cm2) =</b>	7.68	<b>As (cm2) =</b>	5.68	
<b>A's (cm2) =</b>	6.39	<b>A's (cm2) =</b>	6.39	
<b>Mn (ton.m) =</b>	9.83	<b>Mn (ton.m) =</b>	7.49	
<b>Mn (ton.m) =</b>	8.342	<b>Mn (ton.m) =</b>	8.34	
<b>Mpr (ton.m) =</b>	10.43	<b>Mpr (ton.m) =</b>	9.37	
<b>Visostático (ton) =</b>	1.08	<b>Visostático (ton)</b> =	1.08	
<b>Vhiperestático (ton) =</b>	19.22	<b>Vhiperestático (ton) =</b>	19.22	
<b>Vu (ton) =</b>	-18.14	<b>Vu (ton) =</b>	20.3	
		<b>Vu (ton) =</b>	14.5	
Los espaciamientos anteriores cumplen				
<b>Vu</b>	23.13	ton	<b>Vu</b>	20.3 ton
<b>Szc =</b>	0.075	m	<b>Szc =</b>	0.075 m
<b>Ø3/8" - est =</b>	0.71	cm2	<b>Ø3/8" - est =</b>	0.71 cm2
<b>Ø =</b>	0.85		<b>Ø =</b>	0.85
<b>ØVc =</b>	5.57	ton	<b>ØVc =</b>	5.57 ton
<b>ØVs =</b>	23.05	ton	<b>ØVs =</b>	23.05 ton
<b>ØVn =</b>	28.61	ton	<b>ØVn =</b>	28.61 ton
<b>ØVn &gt; Vu</b>	VERDADERO		<b>ØVn &gt; Vu</b>	VERDADERO
1 Est. Ø3/8"@.05, R@.075				

El diseño por capacidad que se realizó para la viga V101-102 consistió en verificar que la viga falle por flexión y más no por corte, debido a la posibilidad que en el diseño por flexión se esté colocando mucho refuerzo longitudinal, esto generará que el momento nominal aumente y de la misma manera, la cortante también aumente. Del diseño realizado, en un inicio se planteó un espaciamiento de .10m, pero

debido al diseño por capacidad y al incremento de la carga muerta en conjunto con los momentos nominales es que se tuvo que reducir drásticamente a .075m.

### **3.16.2. Columnas**

Se diseñaron las columnas según el tipo de refuerzo y geometría, incluyendo las consideraciones que dicta la Norma E.060- 2009 “Diseño en Concreto Armado”, se procedió a calcular todas las columnas, placas, comprobando la cuantía del acero que se utilizó al inicio de la construcción de la estructura es la adecuada, los resultados que se obtuvieron se muestran en los siguientes cuadros, en conjunto al diseño de cada columna en condiciones óptimas.

#### **3.16.2.1. Columnas con estribos**

Se realizó el diseño de columnas con estribos mediante los diseños de flexocompresión y corte, estos corresponden a la demanda necesaria para la colocación del acero longitudinal y horizontal.

Se comprobó la cuantía utilizada en los planos estructurales, al que se le aplicaron las cargas respectivas: carga muerta, carga viva, sismo de diseño en dirección XX y sismo de diseño en dirección YY.

##### **3.16.2.1.1. Diseño por flexocompresión**

Las superficies de interacción sirvieron para determinar los refuerzos, a la vez se tomaron en cuenta las secciones que se encuentran ubicadas en los planos estructurales, considerando lo que menciona la Norma E.030- 2006 y el diseño nuevo aplicando la Norma E.030- 2018. Para ello se muestran en los siguientes cuadros los refuerzos longitudinales de las columnas con estribos:



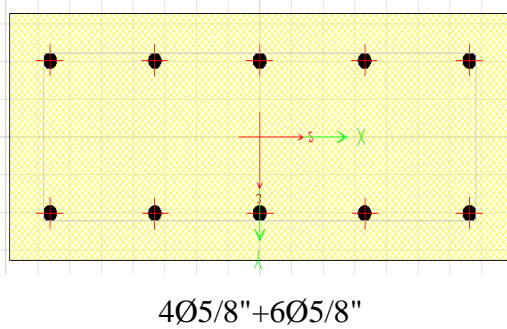


Figura 56. Detalle de columna C1 superficie de interacción.

Cuadro 170. demanda por cargas estáticas y cargas sísmicas para la columna C1

Nivel	Columna	Caso de carga	Estación	P	M2	M3
			m	ton	ton-m	ton-m
Techo 01	C1	Dead	0	12.1179	-0.3977	1.1213
Techo 01	C1	Live	0	2.163	-0.1728	0.4254
Techo 01	C1	SXX Max	0	-7.5979	0.011	7.075
Techo 01	C1	SYX Max	0	-5.682	0.0422	1.9883

Con el programa ETABS se lograron hallar las demandas máximas que fueron ejercidas en las columnas y dan como respuesta al elemento mediante la capacidad de la superficie de interacción, para ello se lograron obtener los siguientes resultados:

En la dirección XX, en el eje local M33 de la columna se formó el diagrama de interacción en los ángulos 0° y 180°, estos combos se calcularon a partir de las combinaciones de cargas para sismos en SISXX y SISYY.

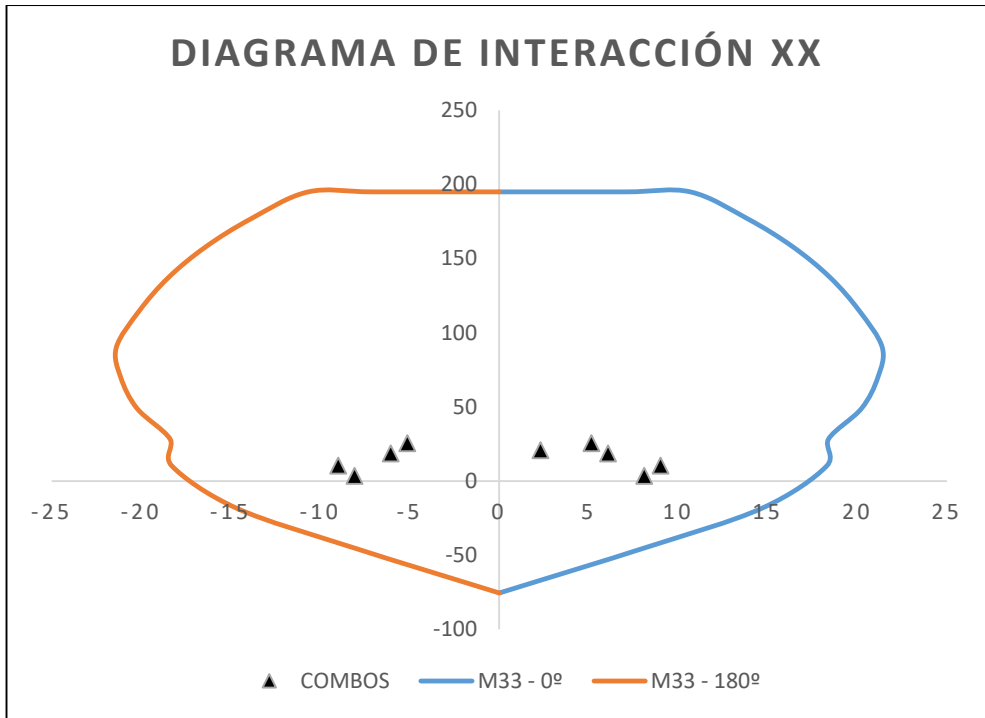


Figura 57. Diagrama de interacción XX, columna C2 (ángulos 0° y 180°).

El refuerzo planteado cumple con las demandas máximas para la dirección XX por medio del eje local M22 de la columna.

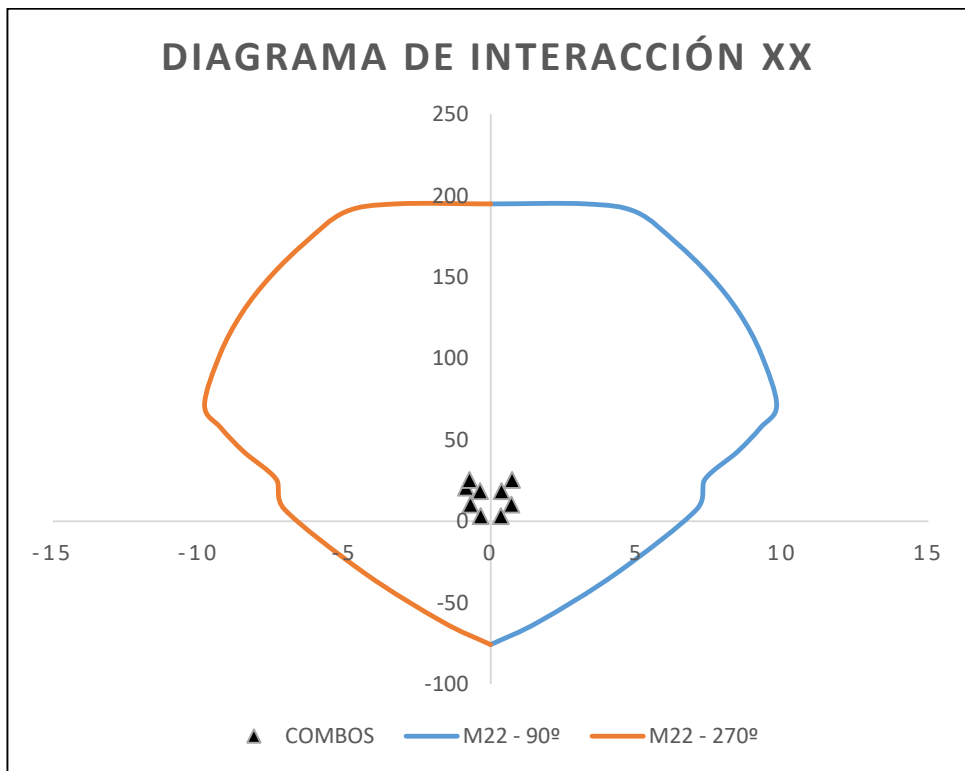


Figura 58. Diagrama de interacción XX, columna C1 (ángulos 90° y 270°).

Cuadro 171. Combos del sismo en la dirección XX

SIS XX				
	COMBOS	P	M2	M3
<b>C. GRAVEDAD</b>	<b>1.4CM+1.7CV</b>	20.64216	-0.85054	2.293
<b>SIS XX POSITIVO</b>	<b>1.25(CM+CV)+SISXX</b>	10.253225	-0.702125	9.008375
	<b>1.25(CM+CV)-SISXX</b>	25.449025	-0.724125	-5.141625
	<b>0.9CM+SISXX</b>	3.30821	-0.34693	8.08417
	<b>0.9CM-SISXX</b>	18.50401	-0.36893	-6.06583
<b>SIS XX NEGATIVO</b>	<b>1.25(CM+CV)+SISXX</b>	10.253225	0.702125	-9.008375
	<b>1.25(CM+CV)-SISXX</b>	25.449025	0.724125	5.141625
	<b>0.9CM+SISXX</b>	3.30821	0.34693	-8.08417
	<b>0.9CM-SISXX</b>	18.50401	0.36893	6.06583

De la misma manera se obtuvieron los diagramas de interacción para el sismo en la dirección YY, realizando el procedimiento anterior, se calcularon los combos por medio de combinaciones de carga.

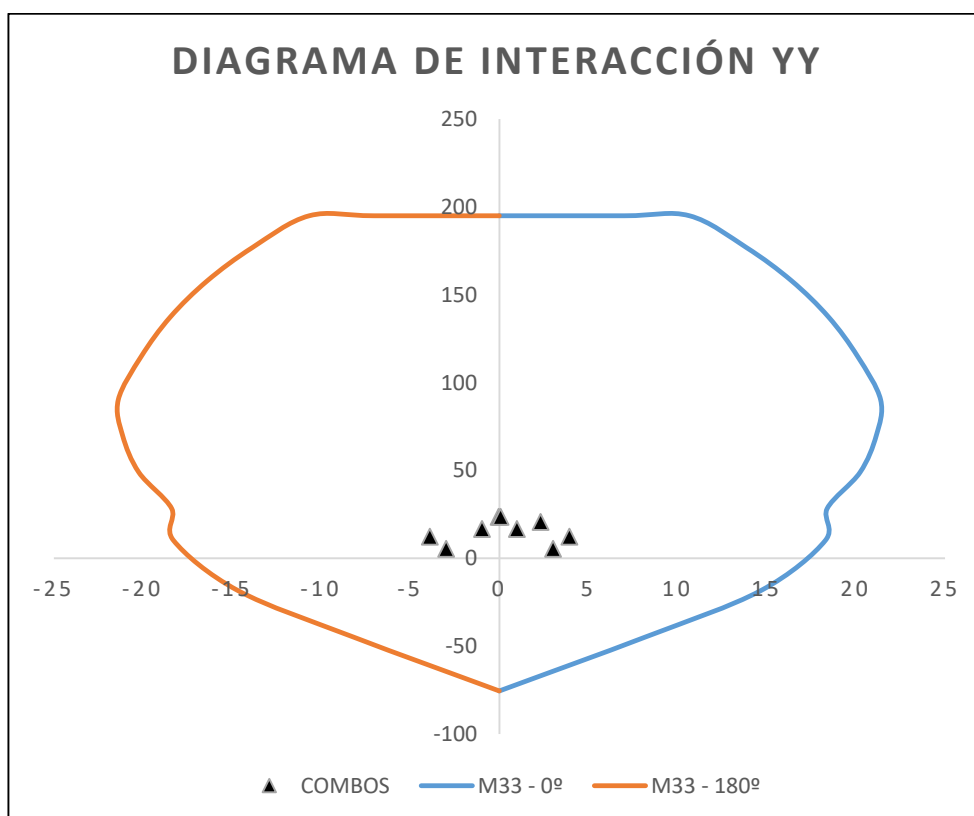


Figura 59. Diagrama de interacción YY, columna C1 (ángulos 0° y 180°).

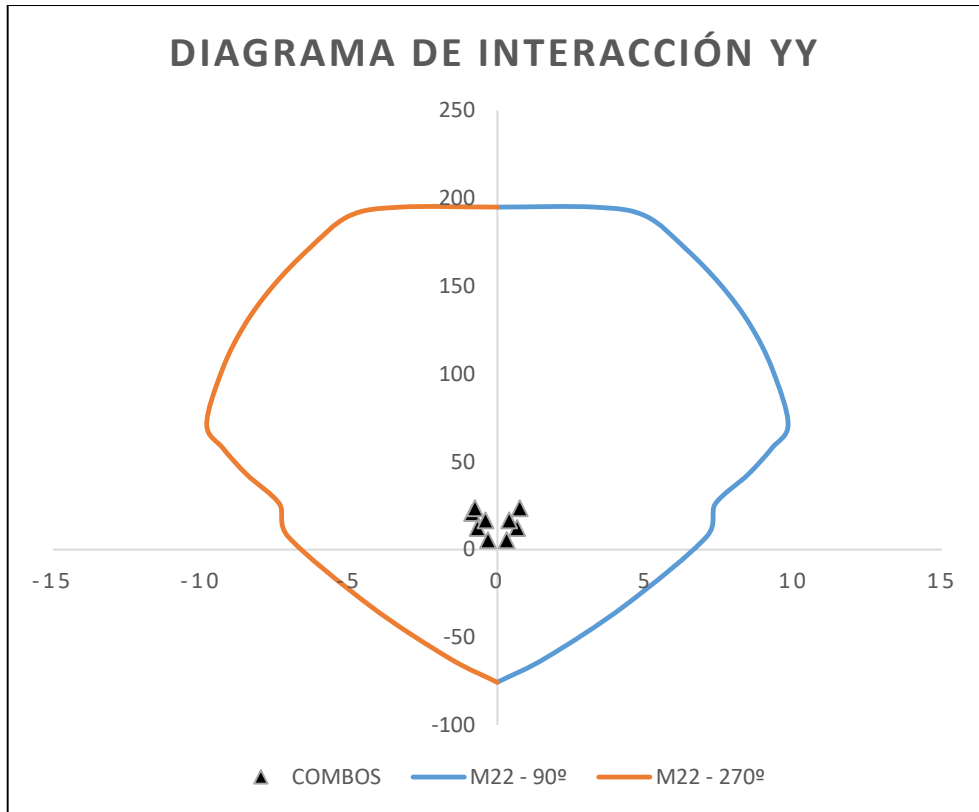


Figura 60 Diagrama de interacción YY, columna C1 (ángulos 90° y 270°).

Cuadro 172. Combos del sismo en la dirección YY

<b>SIS YY</b>				
	<b>COMBOS</b>	<b>P</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>
<b>C. GRAVEDAD</b>	<b>1.4CM+1.7CV</b>	20.64216	-0.85054	2.293
<b>SIS YY POSITIVO</b>	<b>1.25(CM+CV)+SISXX</b>	12.169125	-0.670925	3.921675
	<b>1.25(CM+CV)-SISXX</b>	23.533125	-0.755325	-0.054925
	<b>0.9CM+SISXX</b>	5.22411	-0.31573	2.99747
	<b>0.9CM-SISXX</b>	16.58811	-0.40013	-0.97913
<b>SIS YY NEGATIVO</b>	<b>1.25(CM+CV)+SISXX</b>	12.169125	0.670925	-3.921675
	<b>1.25(CM+CV)-SISXX</b>	23.533125	0.755325	0.054925
	<b>0.9CM+SISXX</b>	5.22411	0.31573	-2.99747
	<b>0.9CM-SISXX</b>	16.58811	0.40013	0.97913

Cuadro 173. Comparación del diseño por flexocompresión de la C1

C1
Norma E.030 2006
Acero longitudinal
10Ø5/8"
Norma E.030 2018
Acero longitudinal
10Ø5/8"

En el diseño en concreto armado realizado en base a la Norma E.030 2018, se encontró diferencia en la columna C1, a pesar de tener algunas consideraciones diferentes en el aspecto sísmico, con respecto a la Norma anterior.

### 3.16.2.1.2. Diseño por corte

El diseño por corte para columnas se estableció de acuerdo a espaciamientos diversos según la dimensión del elemento, existen variaciones en el espaciamiento de confinamiento tales como: 0.05m, 0.10m, 0.125m, 0.0175m, a continuación, se muestra el diseño por corte realizado para la columna C1, diseñado en base al reglamento E.030- 2018.

Cuadro 174. Diseño por corte en la dirección XX

<b>DIRECCIÓN XX</b>		
<b>Área sección=</b>	0.15	m <sup>2</sup>
<b>f'c =</b>	2100	ton/m <sup>2</sup>
<b>Av acero Ø3/8" =</b>	0.71	cm <sup>2</sup>
<b>fy =</b>	42000	ton/m <sup>2</sup>
<b>d =</b>	0.54	m
<b>s =</b>	0.15	m
<b>Ø =</b>	0.85	
<b>Pu =</b>	4.6418	ton
<b>ØVc =</b>	1.20	ton

$\emptyset V_s =$	18.25	ton		
$\emptyset V_n =$	19.45	ton	$\geq$	11.07 ton
<b>&gt; 1 est. <math>\emptyset 3/8''</math>, 1@.05m, 9@.10m, R@.15m</b>				

Cuadro 175 diseño por corte en la dirección YY

<b>DIRECCIÓN YY</b>				
$\text{Área sección} =$	0.15	m <sup>2</sup>		
$f'_c =$	2100	ton/m <sup>2</sup>		
$A_v \text{ acero } \emptyset 3/8'' =$	0.71	cm <sup>2</sup>		
$f_y =$	42000	ton/m <sup>2</sup>		
$d =$	0.54	m		
$s =$	0.15	m		
$\emptyset =$	0.85			
$P_u =$	4.6418	ton		
$\emptyset V_c =$	1.20	ton		
$\emptyset V_s =$	18.25	ton		
$\emptyset V_n =$	19.45	ton	$\geq$	0.848 ton
<b>&gt; 1 est. <math>\emptyset 3/8''</math>, 1@.05m, 9@.10m, R@.15m</b>				

El estribaje obtenido de los planos (con la Norma E.030 2006), estuvo repartido 1 est.  $\emptyset 3/8''$ , 1@.05, 9@.10, R@.15 , que al igual que el diseño con la Norma E.030 2018, se obtuvo el mismo orden, por lo tanto no existió cambios.

### 3.16.3. Placas

Se ha realizado el análisis para las placas existentes en la vivienda multifamiliar- comercio, en los cuales no se encontraron muchas variaciones, a excepción de la placa P1 ubicada en el bloque 1, que al ser diseñado por flexocompresión y por corte el refuerzo tuvo una variación considerable en el refuerzo vertical y horizontal, para el acero vertical el refuerzo se incrementó.

### 3.16.3.1. Diseño por flexocompresión

Se realizó el diseño por flexocompresión de la placa PL4, se calculó tomando la superficie de interacción según el refuerzo longitudinal, este refuerzo se muestra en el siguiente detalle (figura 58).

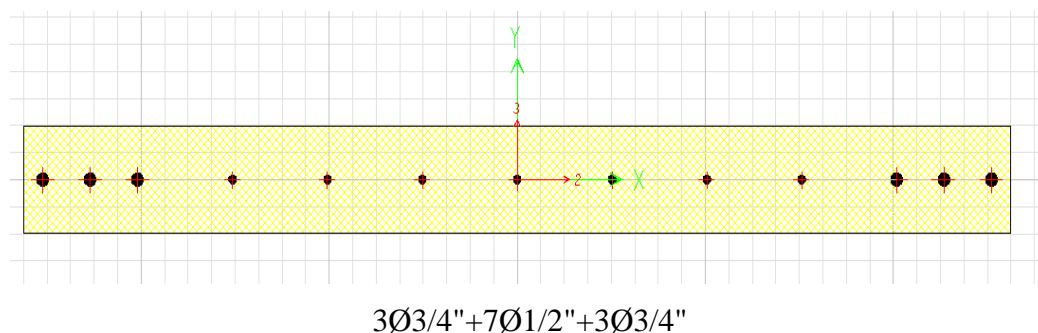


Figura 61. Detalle de refuerzo- placa PL4.

Cuadro 176. demanda por cargas estáticas y cargas sísmicas para la placa PL1.

Nivel	Muro	Caso de carga	Estación	P	M2	M3
			m	ton	ton-m	ton-m
Techo 01	PLACA PL-4	Dead	0	73.5514	-0.0696	1.7903
Techo 01	PLACA PL-4	Live	0	14.4338	-0.0188	0.4008
Techo 01	PLACA PL-4	SXX Max	0	117.7577	1.7734	5.1501
Techo 01	PLACA PL-4	SYX Max	0	7.8214	0.105	26.8973

Con programa ETABS lograron hallar las máximas demandas que han sido ejercidas en las placas y dan como respuesta al elemento mediante la capacidad de la superficie de interacción, para ello se lograron obtener los siguientes resultados:

En la dirección XX, en el eje local M33 de la placa se formó el diagrama de interacción en los ángulos 0° y 180°, estos combos se calcularon a partir de las combinaciones de cargas para sismos en SISXX y SISYY.

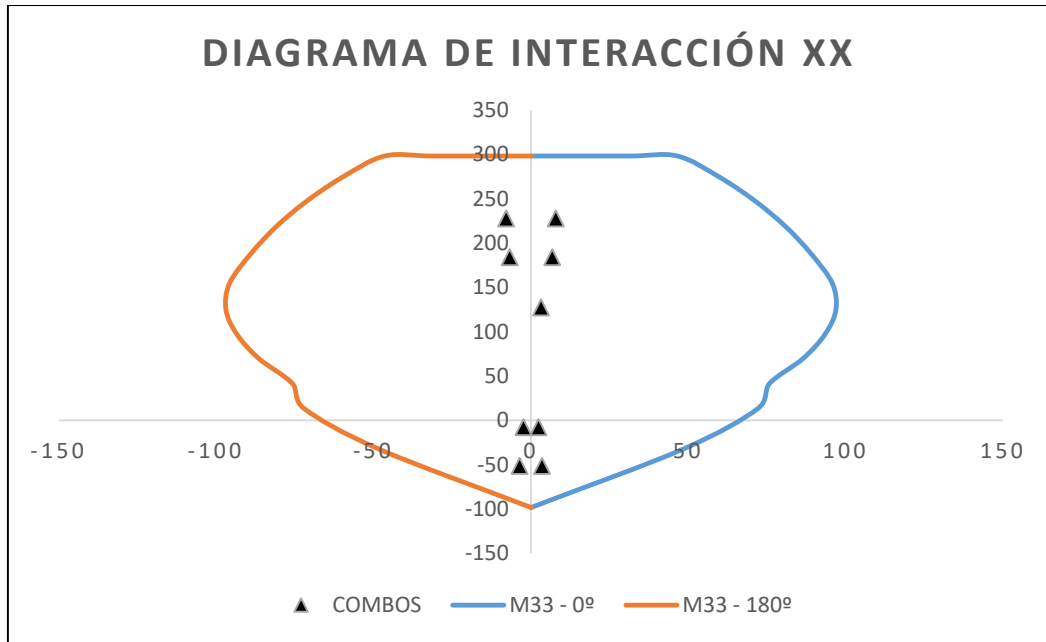


Figura 62. Diagrama de interacción XX, Placa PL4, eje local 33.

El refuerzo planteado cumple con las demandas máximas para la dirección XX por medio del eje local M22 de la placa PL4.

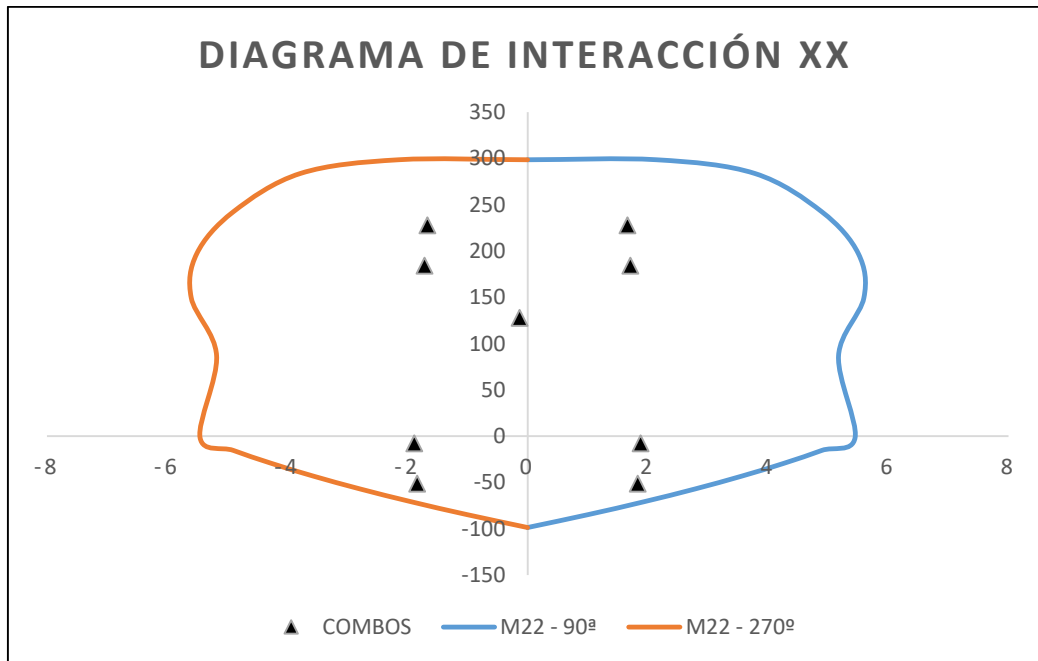


Figura 63. Diagrama de interacción XX, Placa PL4, eje local 22.



Cuadro 177. Combos del sismo en la dirección XX

SIS XX				
	COMBOS	P	M2	M3
<b>C. GRAVEDAD</b>	<b>1.4CM+1.7CV</b>	127.50942	-0.1294	3.18778
<b>SIS XX POSITIVO</b>	<b>1.25(CM+CV)+SISXX</b>	227.7392	1.6629	7.888975
	<b>1.25(CM+CV)-SISXX</b>	-7.7762	-1.8839	-2.411225
	<b>0.9CM+SISXX</b>	183.95396	1.71076	6.76137
	<b>0.9CM-SISXX</b>	-51.56144	-1.83604	-3.53883
<b>SIS XX NEGATIVO</b>	<b>1.25(CM+CV)+SISXX</b>	227.7392	-1.6629	-7.888975
	<b>1.25(CM+CV)-SISXX</b>	-7.7762	1.8839	2.411225
	<b>0.9CM+SISXX</b>	183.95396	-1.71076	-6.76137
	<b>0.9CM-SISXX</b>	-51.56144	1.83604	3.53883

De Igual manera se obtuvieron los diagramas de interacción para el sismo en la dirección YY, realizando el procedimiento anterior, se calcularon los combos por medio de combinaciones de carga.

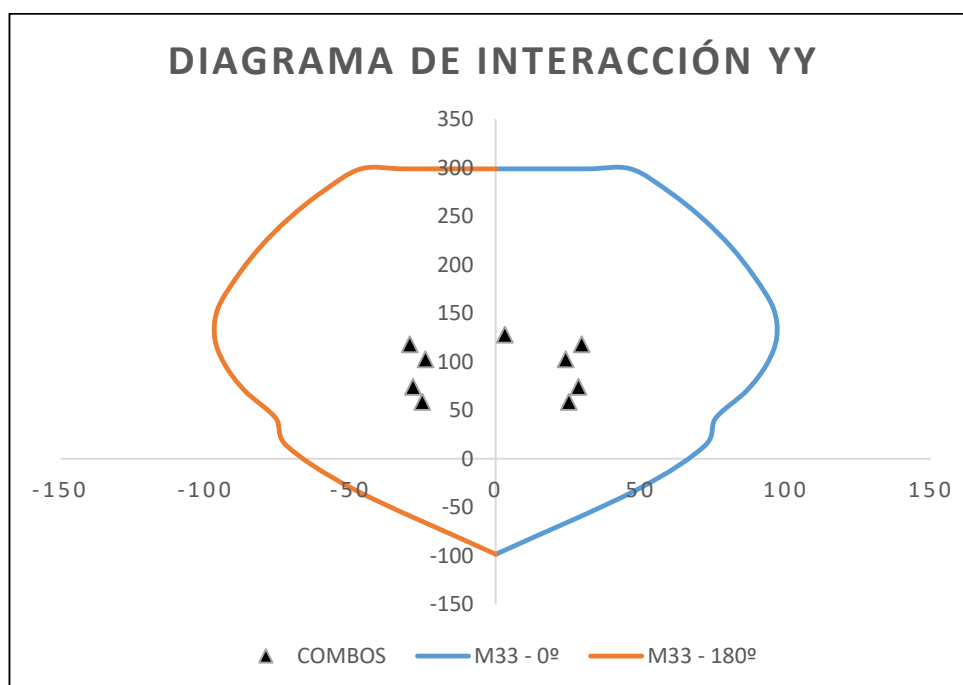


Figura 64. Diagrama de interacción XX, Placa PL4, eje local 33.

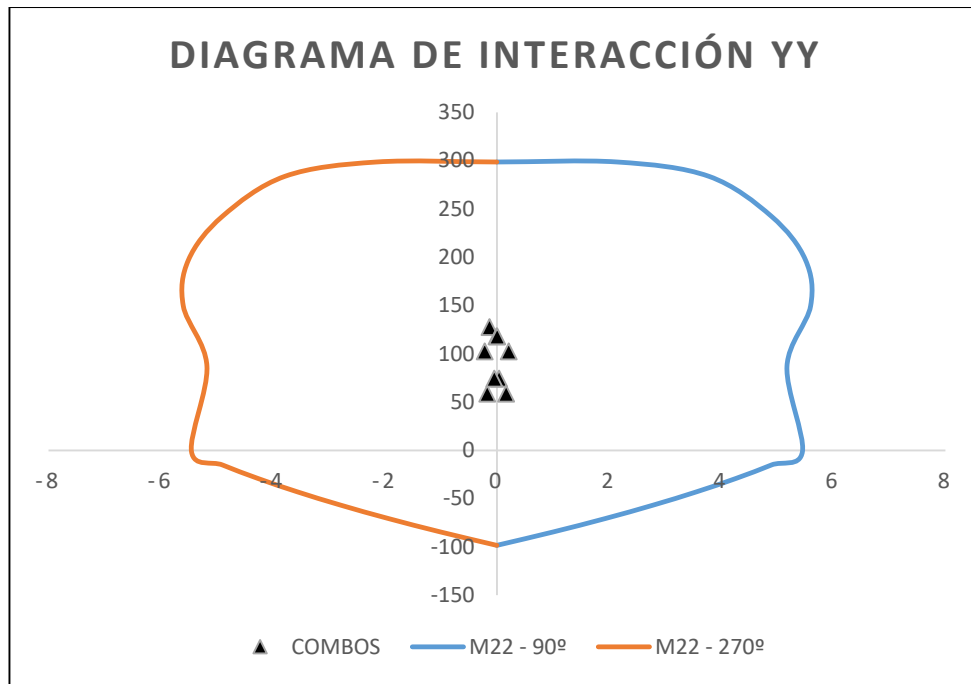


Figura 65. Diagrama de interacción XX, Placa PL4, eje local 22.

Cuadro 178. Combos del sismo en la dirección YY

SIS YY				
	COMBOS	P	M2	M3
<b>C. GRAVEDAD</b>	<b>1.4CM+1.7CV</b>	127.50942	-0.1294	3.18778
<b>SIS YY POSITIVO</b>	<b>1.25(CM+CV)+SISXX</b>	117.8029	-0.0055	29.636175
	<b>1.25(CM+CV)-SISXX</b>	102.1601	-0.2155	-24.158425
	<b>0.9CM+SISXX</b>	74.01766	0.04236	28.50857
	<b>0.9CM-SISXX</b>	58.37486	-0.16764	-25.28603
<b>SIS YY NEGATIVO</b>	<b>1.25(CM+CV)+SISXX</b>	117.8029	0.0055	-29.636175
	<b>1.25(CM+CV)-SISXX</b>	102.1601	0.2155	24.158425
	<b>0.9CM+SISXX</b>	74.01766	-0.04236	-28.50857
	<b>0.9CM-SISXX</b>	58.37486	0.16764	25.28603

Cuadro 179. Comparación del diseño por flexocompresión de placa PL4

PL4
Norma E.030 2006
Acero longitudinal

13Ø1/2"
Norma E.030 2018
Acero longitudinal
6Ø1/2"+6Ø3/4"

Se incrementó la cantidad de acero aproximadamente en 47.76%, con la finalidad de cumplir con la demanda sísmica. Se necesitó realizar el cambio de las tres barras en cada extremo de barrillas de Ø1/2" a Ø3/4".

### 3.16.3.2. Diseño por corte

Con el uso del programa ETABS se calculó el refuerzo por corte tomando en cuenta los datos del obtenidos de la envolvente máxima y mínima, tomándose la carga axial menos desfavorable puesto que esta exige más al elemento para que obtenga un mejor esfuerzo ante la carga de M33.

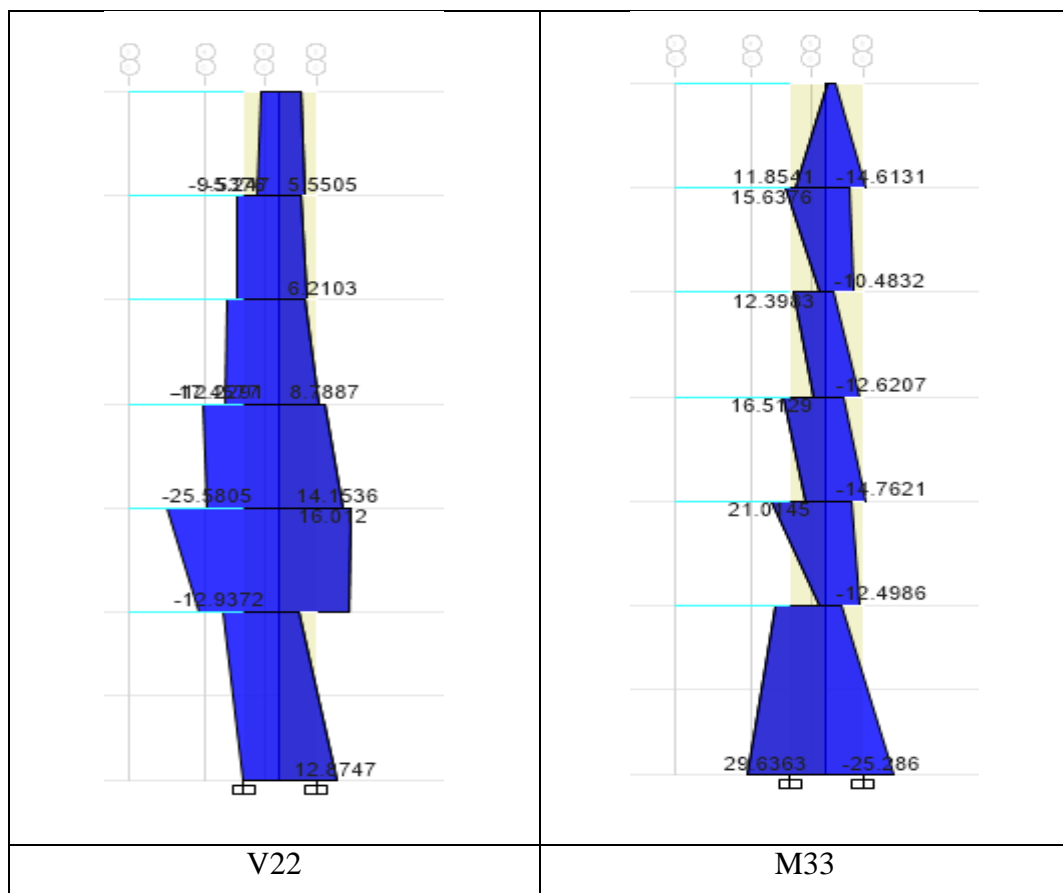


Figura 66. Diseño por cortante en la dirección YY para V22 Y M33

Cuadro 180. Diseño por corte para la placa PL4 en dirección YY.

Nivel	Muro	Caso de carga/Combo	Localización	P	V2	M33
				ton	ton	ton-m
Techo 01	Placa PL4	ENVOLVENTE Max	Bottom	51.5614	12.8747	29.6363
Techo 01	Placa PL4	ENVOLVENTE Min	Bottom	-227.7391	-8.1401	-25.286
Pu - Nu =	51.56	ton				
Mu =	29.64	ton.m				
$0,53Acfc^{0,5} =$	18.43	ton				
Vu =	12.87	ton	≥	18.43	ton	
t =	0.15	m	>	0.20	m	
- Considerar acero en ambos sentidos y en dos capas.						
Hm/Lm =	2.719		≥	2.00		
			≤	1.50		
-En caso de Hm/Lm esté ente 1.50 y 2.00, interpolar:						
Hm/Lm =	1,50	0,8				
Hm/Lm =	2.719	x				
Hm/Lm =	2.00	0,53				
d =	1.28	m				
α =	0.53					
de: Vc =	34.80	ton				
	41.76	ton				
Vc <sub>mín</sub> =	34.80	ton	≤	18.43	ton	
Tomar el valor de Vc más desfavorable :						
Vc =	18.43	ton	≤	12.87	ton	
Vs =	-3.29	ton				
Vn =	15.15	ton	≤	90.43	ton	
ϕh =	0.000326024		≥	0.0025		
Ash =	3.75	cm <sup>2</sup> /m				
ØAb =	0.71	cm <sup>2</sup>				
S =	0.19	m	≤	0.45	m	
				0.40	m	

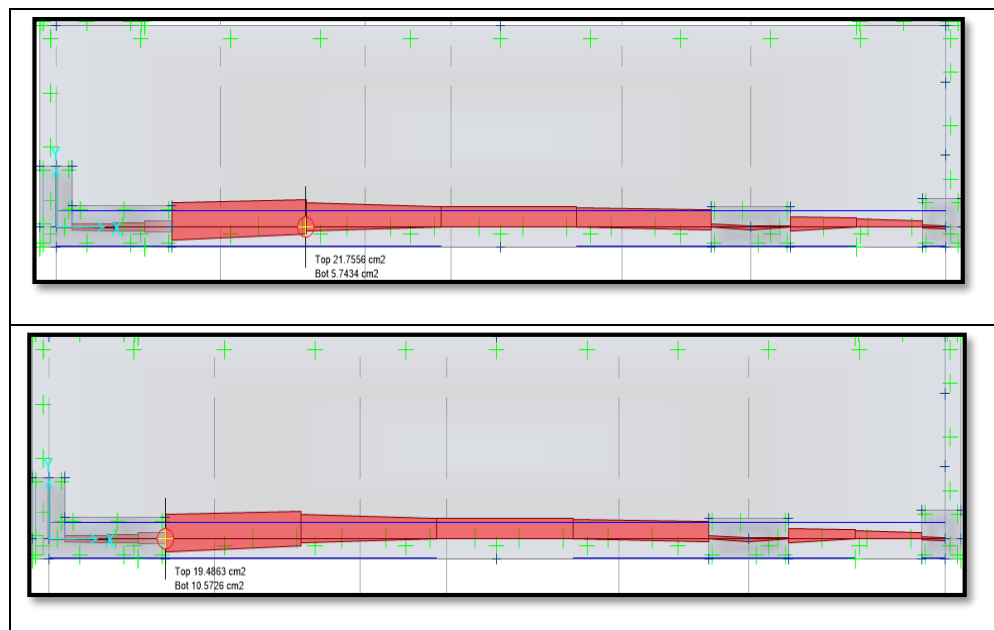
USAR, S =	0.20	m	Ø3/8"@0.20			
$f_h$ real =	0.0047333					
- Como $V_c < V_u$ , se tendrá que determinar un verdadero valor de $V_s$ :						
ØVs =	40.56	ton				
ØVc =	15.67	ton				
ØVn =	56.22	ton	≥	12.87	ton	

Se colocó al nuevo diseño refuerzo horizontal de Ø3/8@.20m, el cual coincidió con el orden del plano de estructuras (respecto a la Norma E.030 2006).

### 3.16.4. Diseño de vigas de cimentación

#### 3.16.4.1. Diseño por flexión

Se procedió a realizar el diseño de las vigas de cimentación, en primer lugar, se realizó el diseño por flexión para lo cual se hizo uso del software SAFE para calcular el acero longitudinal y, en segundo lugar, con uso de este mismo programa se logró realizar el diseño por corte. A continuación, se verán los detalles en figuras y tablas:



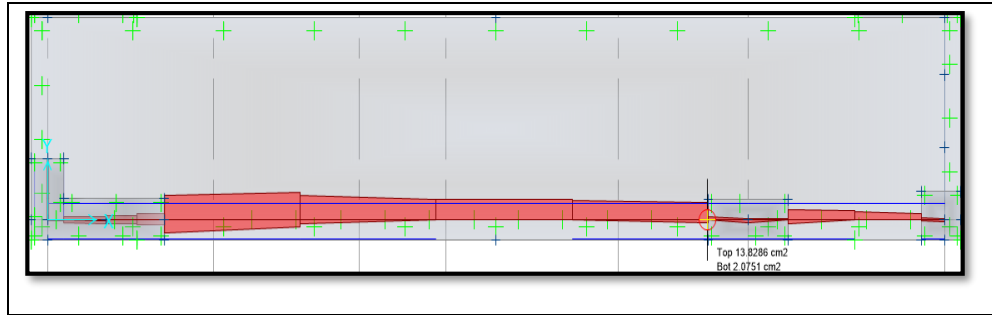


Figura 67. Detalle del acero longitudinal en la viga de cimentación VC 101 de 30x70.

Cuadro 181. Diseño por flexión de la viga de cimentación.

NORMA E.030- 2018			
<b>Diseño por flexión.</b>			
$A_s = \rho b d$	21.75		13.82
	10.57		2.07
$A_s$ colocado	4Ø1"		
	1Ø1"		0
	1Ø1"		0
	2Ø1"		
$\phi M_n \geq M_u$	CUMPLE		

Cuadro 182. Comparación del diseño por flexión VC 101

REFUERZO POR FLEXIÓN			
Norma E.030 2006			
Viga VC101			
	Izq.	Cent.	Der.
Long. Superior	6Ø5/8"		
Bastones Superiores	0	0	0

Bastones Inferiores	0	0	0
Long. Inferior	2Ø5/8"		
Norma E.030 2018			
Viga VC101			
	Izq.	Cent.	Der.
Long. Superior	4Ø1"		
Bastones Superiores	1Ø1"	0	0
Bastones Inferiores	1Ø1"	0	0
Long. Inferior	2Ø1"		

En el refuerzo longitudinal de la viga de cimentación, el acero corrido superior aumentó 70% y en el inferior aumentó 76.82%; además se incorporó dos bastones en la parte izquierda del elemento de Ø1".

### 3.16.4.2. Diseño por corte

El diseño por corte de la viga de cimentación se realizó en base a la cortante mayor encontrada en el programa SAFE, el resultado es como sigue:

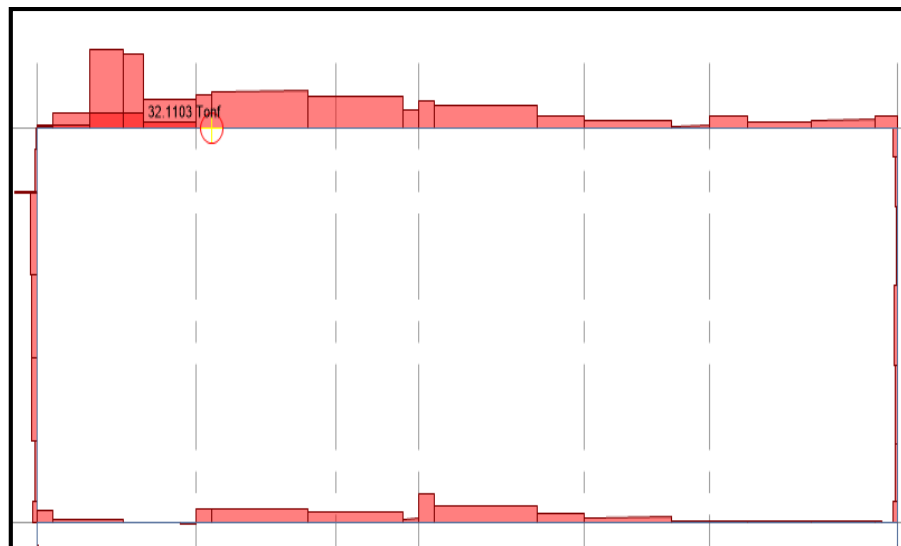


Figura 68. Detalle de cortante máxima para viga de cimentación.

Cuadro 182. Diseño por corte de la viga de cimentación.

<b>Vu =</b>	<b>32.1103</b>	<b>ton</b>
<b>ØVc =</b>	<b>12.2406848</b>	<b>ton</b>

$\phi V_s =$	<b>21.1225</b>	<b>ton</b>
<b>S=</b>	<b>15</b>	<b>cm</b>
$\phi V_n > V_u =$	<b>VERDADERO</b>	
<b>1 Est. <math>\phi 3/8'' @ .05, R@.15</math></b>		

Cuadro 183. Comparación del diseño por corte de la viga VC 101

Viga VC 101	
Norma E.030 2006	
PRIMER TRAMO	SEGUNDO TRAMO
$\Pi \phi 3/8''$ , 1 @ .05, 6 @ .15, R@.25	$\Pi \phi 3/8''$ , 1 @ .05, R@.15
Norma E.030 2018	
PRIMER TRAMO	SEGUNDO TRAMO
$\Pi \phi 3/8''$ , 1 @ .05, R@.15	$\Pi \phi 3/8''$ , 1 @ .05, R@.15

Se visualizó una reducción de .10m en el espaciamiento del confinamiento de la viga para el primer tramo, mientras que, para el segundo tramo, no existió cambios.

### 3.16.5. Zapatas

El diseño de zapatas se realizó con un recubrimiento de 7.5cm, dato que se tomó de los planos de estructuras de la edificación.

Las cargas con las que se diseñaron fueron exportadas del programa ETABS a SAFE mediante los patrones de cargas estáticos, sin embargo, estas fuerzas fueron resultado del análisis de diseño (en base al análisis dinámico), pero para fines de diseño del cimiento, estas se establecieron como cargas estáticas de forma que cuando se verificaron los puntos exportados coincidiesen.

#### 3.16.5.1. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión de cada una de las zapatas se realizó por medio de momentos en dos direcciones, estas direcciones se encuentran en el software como "Resultant Forces" como M11 en la dirección XX y M22 en YY, esto indica que los momentos son

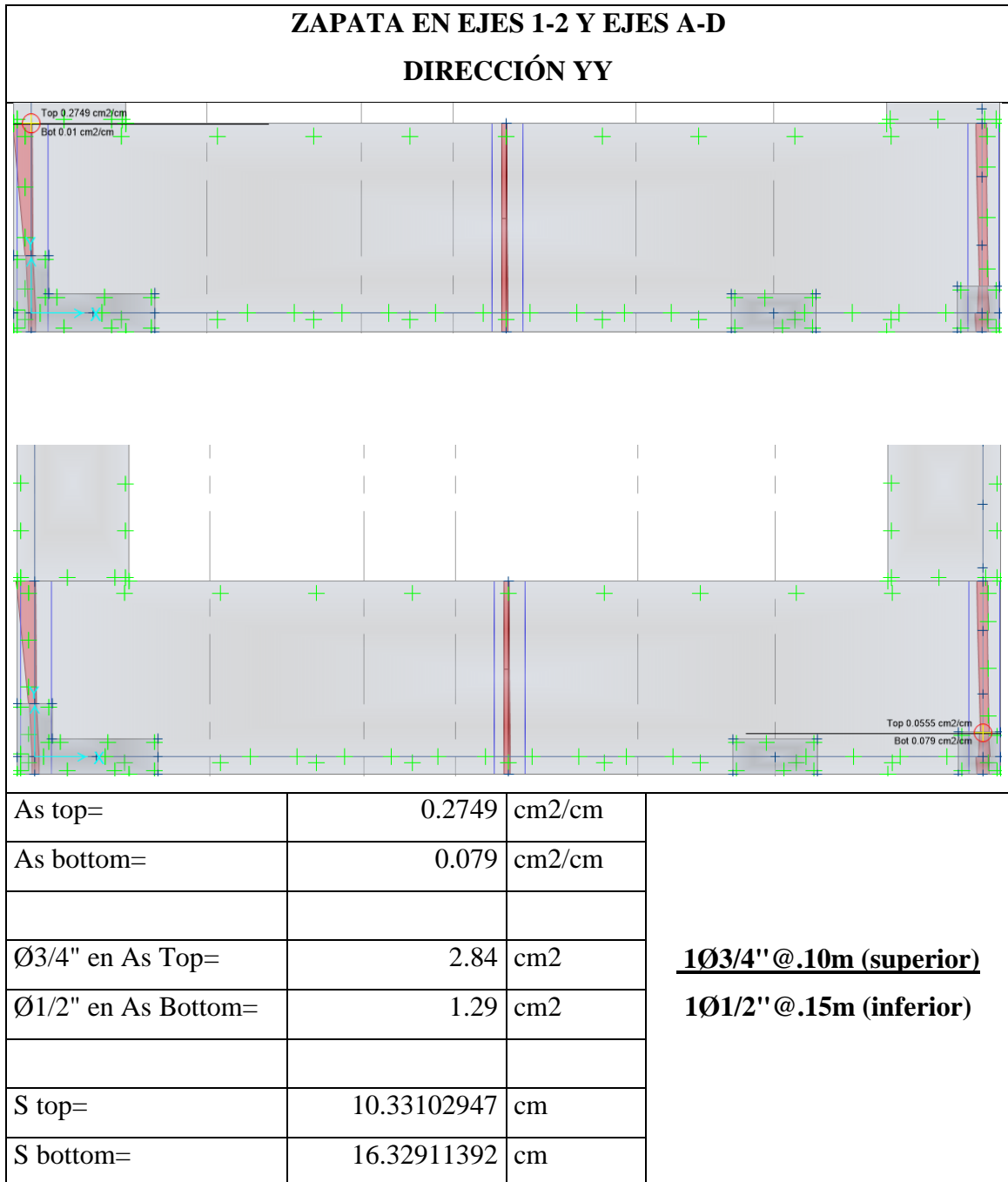


las fuerzas resultantes, considerando la combinación de las cargas por medio de la envolvente, esta envolvente fue utilizada para el diseño por flexión, elaborada por sismos escalados según resultados que fueron obtenidos aplicando la Norma E.030- 2018.

Cuadro 184. Diseño de zapata combinada ubicada en los ejes 1- 2 y ejes A- D en la dirección XX.

<b>ZAPATA EN EJES 1-2 Y EJES A-D</b>			
<b>DIRECCIÓN XX</b>			
As top=	0.2728	cm2/cm	<b><u>1Ø3/4" @.10m (superior)</u></b> <b><u>1Ø5/8" @.10m (inferior)</u></b>
As bottom=	0.1797	cm2/cm	
Ø3/4" en As Top=	2.84	cm2	
Ø5/8" en As Bottom=	2	cm2	
S top=	10.4105572	cm	
S bottom=	11.1296605	cm	

Cuadro 185. Diseño de zapata combinada ubicada en los ejes 1- 2 y ejes A- D en la dirección YY.



Cuadro 186. Comparación del diseño por flexión de la zapata ubicada en los ejes 1- 2 y ejes A- D

Zapata ubicada en los ejes 1- 2 y ejes A- D	
Norma E.030 2006	
XX	YY

1Ø5/8" @.10m (superior) 1Ø3/8"@.20m (inferior)	1Ø3/8" @.15m (superior) 1Ø3/8"@.15m (inferior)
Norma E.030 2018	
XX	YY
1Ø3/4" @.10m (superior) 1Ø5/8"@.10m (inferior)	1Ø3/4" @.10m (superior) 1Ø1/2"@.15m (inferior)

Del análisis realizado con la Norma E.030 2018, se obtuvieron varillas mínimas de Ø1/2" a Ø3/4", mientras que para la Norma E.030 2006, se obtuvieron varillas mínimas de Ø3/8" a Ø5/8". El espaciamiento para el primer caso, fue mínimo de .10m y máximo de .15m, y para el otro caso, un espaciamiento mínimo de .10m y máximo de .20m.

#### **3.16.5.2. Diseño por punzonamiento**

El efecto de punzonamiento en la cimentación disminuyó casi en su totalidad producto de la conexión de estos elementos mediante vigas de cimentación, siendo éstas las principales fuentes de absorción trayendo consigo fuerzas de cortantes y momentos.

### **3.17. Diseño en albañilería confinada**

Se realizó la verificación del diseño de los muros con la finalidad de ver la capacidad de estos ante efectos de corte tomados del sismo de diseño (severo, estipulado por la Norma E.030) y sismo moderado (estipulado por la Norma E.070).

#### **3.17.1. Verificación de diseño de muros en albañilería**

##### **3.17.1.1. Diseño por cargas verticales**

Este tipo de diseño se realizó mediante cargas gravitacionales de servicio (suma obtenida de la carga muerta y viva actuante).

Cuadro 187. Diseño por cargas verticales para la vivienda multifamiliar.

<b>DISEÑO POR CARGAS VERTICALES- PRIMER PISO</b>						
<b>Muro</b>	<b>L</b>	<b>t</b>	<b>Pm</b>	<b><math>\sigma_m</math></b>	<b><math>0.2f'm[1 - \left(\frac{h}{35t}\right)^2]</math></b>	<b>Observación</b>
	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg/cm2)</b>	<b>(kg/cm2)</b>	
1Y	4.07	0.23	27188.9	2.904	9.116	<b>VERDADERO</b>
2Y	2.86	0.23	20045.3	3.047	9.116	<b>VERDADERO</b>
3Y	2.43	0.23	10064.3	1.801	9.116	<b>VERDADERO</b>
4Y	2.425	0.13	20245.9	6.422	0.843	<b>FALSO</b>
5Y	2.855	0.13	29329.1	7.902	0.843	<b>FALSO</b>
6Y	4.195	0.13	46330	8.495	0.843	<b>FALSO</b>
7Y	4.125	0.13	45685.9	8.520	0.843	<b>FALSO</b>
8Y	3.137	0.13	34246	8.398	0.843	<b>FALSO</b>
9Y	3.263	0.13	31715.3	7.477	0.843	<b>FALSO</b>
<b>DISEÑO POR CARGAS VERTICALES- SEGUNDO PISO</b>						
<b>Muro</b>	<b>L</b>	<b>t</b>	<b>Pm</b>	<b><math>\sigma_m</math></b>	<b><math>0.2f'm[1 - \left(\frac{h}{35t}\right)^2]</math></b>	<b>Observación</b>
	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg/cm2)</b>	<b>(kg/cm2)</b>	
1Y	4.07	0.23	20047.8	2.142	9.116	<b>VERDADERO</b>
2Y	2.86	0.23	15312.68	2.328	9.116	<b>VERDADERO</b>
3Y	2.43	0.23	7739.23	1.385	9.116	<b>VERDADERO</b>
4Y	2.425	0.13	15775.71	5.004	0.843	<b>FALSO</b>
5Y	2.855	0.13	23077.16	6.218	0.843	<b>FALSO</b>
6Y	4.195	0.13	35301.58	6.473	0.843	<b>FALSO</b>
7Y	4.125	0.13	35359.93	6.594	0.843	<b>FALSO</b>
8Y	3.137	0.13	26526.21	6.505	0.843	<b>FALSO</b>
9Y	3.263	0.13	25547.03	6.023	0.843	<b>FALSO</b>
<b>DISEÑO POR CARGAS VERTICALES- TERCER PISO</b>						
<b>Muro</b>	<b>L</b>	<b>t</b>	<b>Pm</b>	<b><math>\sigma_m</math></b>	<b><math>0.2f'm[1 - \left(\frac{h}{35t}\right)^2]</math></b>	<b>Observación</b>

	(m)	(m)	(kg)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	
1Y	4.07	0.23	15191.24	1.623	9.116	<b>VERDADERO</b>
2Y	2.86	0.23	11510.33	1.750	9.116	<b>VERDADERO</b>
3Y	2.43	0.23	6096.09	1.091	9.116	<b>VERDADERO</b>
4Y	2.425	0.13	12142.38	3.852	0.843	<b>FALSO</b>
5Y	2.855	0.13	17424.7	4.695	0.843	<b>FALSO</b>
6Y	4.195	0.13	26382.7	4.838	0.843	<b>FALSO</b>
7Y	4.125	0.13	26567.95	4.954	0.843	<b>FALSO</b>
8Y	3.137	0.13	20031.63	4.912	0.843	<b>FALSO</b>
9Y	3.263	0.13	19766.42	4.660	0.843	<b>FALSO</b>
<b>DISEÑO POR CARGAS VERTICALES- CUARTO PISO</b>						
Muro	L	t	Pm	σm	$0.2f'm[1 - \left(\frac{h}{35t}\right)^2]$	Observación
	(m)	(m)	(kg)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	
1Y	4.07	0.23	10253.69	1.095	9.116	<b>VERDADERO</b>
2Y	2.86	0.23	8067.35	1.226	9.116	<b>VERDADERO</b>
3Y	2.43	0.23	4332.53	0.775	9.116	<b>VERDADERO</b>
4Y	2.425	0.13	8167.54	2.591	0.843	<b>FALSO</b>
5Y	2.855	0.13	11839.62	3.190	0.843	<b>FALSO</b>
6Y	4.195	0.13	17520.35	3.213	0.843	<b>FALSO</b>
7Y	4.125	0.13	17766.11	3.313	0.843	<b>FALSO</b>
8Y	3.137	0.13	13488.12	3.307	0.843	<b>FALSO</b>
9Y	3.263	0.13	13568.34	3.199	0.843	<b>FALSO</b>
<b>DISEÑO POR CARGAS VERTICALES- QUINTO PISO</b>						
Muro	L	t	Pm	σm	$0.2f'm[1 - \left(\frac{h}{35t}\right)^2]$	Observación
	(m)	(m)	(kg)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	
1Y	4.07	0.23	5358.63	0.572	9.116	<b>VERDADERO</b>
2Y	2.86	0.23	4883.69	0.742	9.116	<b>VERDADERO</b>
3Y	2.43	0.23	2617.68	0.468	9.116	<b>VERDADERO</b>
4Y	2.425	0.13	4020.45	1.275	0.843	<b>FALSO</b>

5Y	2.855	0.13	6333.64	1.706	0.843	<i>FALSO</i>
6Y	4.195	0.13	8763.06	1.607	0.843	<i>FALSO</i>
7Y	4.125	0.13	8914.45	1.662	0.843	<i>FALSO</i>
8Y	3.137	0.13	6909.91	1.694	0.843	<i>FALSO</i>
9Y	3.263	0.13	7205.24	1.699	0.843	<i>FALSO</i>

Verdadero = Muro correcto

Falso = Muro incorrecto

### 3.17.1.2. Diseño por fisuración (sismo moderado)

El diseño por fisuración comprendió en verificar el estado y la condición en que este elemento se encontraba.

Cuadro 188. Diseño por fisuración (s. moderado) para la vivienda multifamiliar-comercio

<b>DISEÑO POR FISURACIÓN (MODERADO)- PRIMER PISO</b>								
<b>Pg</b>	<b>Ve YY</b>	<b>Me YY</b>	<b>Ve</b>	<b>Me</b>	$\left(\frac{Ve \cdot L}{Me}\right)$	<b><math>\alpha</math></b>	<b>Vm</b>	<b>Ve <math>\leq</math> 0.55 Vm</b>
<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg.m)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg.m)</b>			<b>(kg)</b>	
24933.3	13621.13	3373.37	13621.13	3373.37	16.43	1	43646.71	<b>VERDADERO</b>
18429.9	10633.84	3020.89	10633.84	3020.89	10.07	1	30879.78	<b>VERDADERO</b>
9366.3	6621.75	1391.71	6621.75	1391.71	11.56	1	24789.70	<b>VERDADERO</b>
18599.8	9067.97	4229.63	9067.97	4229.63	5.20	1	17045.58	<b>VERDADERO</b>
26777	12374.31	3903.51	12374.31	3903.51	9.05	1	21190.29	<b>FALSO</b>
42296.8	19517.56	5614.2	19517.56	5614.2	14.58	1	31814.94	<b>FALSO</b>
41704.6	19277.3	5375.59	19277.3	5375.59	14.79	1	31310.18	<b>FALSO</b>
31047.7	13746.15	4150.29	13746.15	4150.29	10.39	1	23657.28	<b>FALSO</b>
28683.9	12612.52	7190.96	12612.52	7190.96	5.72	1	23776.99	<b>VERDADERO</b>
<b>DISEÑO POR FISURACIÓN (MODERADO)- SEGUNDO PISO</b>								
<b>Pg</b>	<b>Ve YY</b>	<b>Me YY</b>	<b>Ve</b>	<b>Me</b>	$\left(\frac{Ve \cdot L}{Me}\right)$	<b><math>\alpha</math></b>	<b>Vm</b>	<b>Ve <math>\leq</math> 0.55 Vm</b>
<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg.m)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg.m)</b>			<b>(kg)</b>	
18255.44	15479.84	5745.15	15479.84	5745.15	10.97	1	42110.80	<b>VERDADERO</b>

13941.99	11670.84	3576.18	11670.84	3576.18	9.33	1	29847.56	<b>VERDADERO</b>
7121.28	7315.07	2044.7	7315.07	2044.7	8.69	1	24273.34	<b>VERDADERO</b>
14393.63	7110.54	2264.44	7110.54	2264.44	7.61	1	16078.16	<b>VERDADERO</b>
20943.53	12062.07	3824.19	12062.07	3824.19	9.01	1	19848.59	<b>FALSO</b>
32084.12	20240.97	6689.14	20240.97	6689.14	12.69	1	29466.02	<b>FALSO</b>
32009.37	19999.95	6427.89	19999.95	6427.89	12.83	1	29080.28	<b>FALSO</b>
23895.42	13948.9	4484.33	13948.9	4484.33	9.76	1	22012.25	<b>FALSO</b>
22957.16	10383.64	3910.63	10383.64	3910.63	8.66	1	22459.84	<b>VERDADERO</b>

### **DISEÑO POR FISURACIÓN (MODERADO)- TERCER PISO**

<b>Pg</b>	<b>Ve YY</b>	<b>Me YY</b>	<b>Ve</b>	<b>Me</b>	$\left(\frac{Ve \cdot L}{Me}\right)$	$\alpha$	<b>Vm</b>	<b>Ve ≤ 0.55 Vm</b>
<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg.m)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg.m)</b>			<b>(kg)</b>	
13844.89	12970.58	4594.85	12970.58	4594.85	11.49	1	41096.37	<b>VERDADERO</b>
10483.57	9904.64	2991.22	9904.64	2991.22	9.47	1	29052.12	<b>VERDADERO</b>
5589.63	5964.31	1600.74	5964.31	1600.74	9.05	1	23921.06	<b>VERDADERO</b>
11078.25	5283.31	1396.28	5283.31	1396.28	9.18	1	15315.62	<b>VERDADERO</b>
15842.87	9496.93	2836.02	9496.93	2836.02	9.56	1	18675.44	<b>VERDADERO</b>
24013.64	16689.95	5516.51	16689.95	5516.51	12.69	1	27609.81	<b>FALSO</b>
24034.7	16532.94	5326.68	16532.94	5326.68	12.80	1	27246.11	<b>FALSO</b>
18067.39	11187.18	3480.63	11187.18	3480.63	10.08	1	20671.80	<b>VERDADERO</b>
17778.81	7763.87	2276.16	7763.87	2276.16	11.13	1	21268.82	<b>VERDADERO</b>

### **DISEÑO POR FISURACIÓN (MODERADO)- CUARTO PISO**

<b>Pg</b>	<b>Ve YY</b>	<b>Me YY</b>	<b>Ve</b>	<b>Me</b>	$\left(\frac{Ve \cdot L}{Me}\right)$	$\alpha$	<b>Vm</b>	<b>Ve ≤ 0.55 Vm</b>
<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg.m)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg.m)</b>			<b>(kg)</b>	
9380.31	6364.44	2203.31	6364.44	2203.31	11.76	1	40069.52	<b>VERDADERO</b>
7341.59	4805.49	1417.56	4805.49	1417.56	9.70	1	28329.47	<b>VERDADERO</b>
3951.27	2798.06	732.58	2798.06	732.58	9.28	1	23544.24	<b>VERDADERO</b>
7460.05	2133.06	459.33	2133.06	459.33	11.26	1	14483.44	<b>VERDADERO</b>
10793.29	4061.25	1157.29	4061.25	1157.29	10.02	1	17514.03	<b>VERDADERO</b>
16000.21	7650.14	2528.37	7650.14	2528.37	12.69	1	25766.72	<b>VERDADERO</b>
16078.43	7607.05	2455.06	7607.05	2455.06	12.78	1	25416.16	<b>VERDADERO</b>
12195.67	4901.93	1489.09	4901.93	1489.09	10.33	1	19321.31	<b>VERDADERO</b>

12241.41	3138.53	688.94	3138.53	688.94	14.86	1	19995.22	<b>VERDADERO</b>
<b>DISEÑO POR FISURACIÓN (MODERADO)- QUINTO PISO</b>								
<b>Pg</b>	<b>Ve YY</b>	<b>Me YY</b>	<b>Ve</b>	<b>Me</b>	$\left(\frac{Ve \cdot L}{Me}\right)$	$\alpha$	<b>Vm</b>	<b>Ve ≤ 0.55 Vm</b>
<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg.m)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg.m)</b>			<b>(kg)</b>	
4960.49	4170.45	1437.31	4170.45	1437.31	11.81	1	39052.96	<b>VERDADERO</b>
4429.45	3194.27	871.78	3194.27	871.78	10.48	1	27659.67	<b>VERDADERO</b>
2362.93	1279.97	414.34	1279.97	414.34	7.51	1	23178.92	<b>VERDADERO</b>
3690.97	763.71	128.53	763.71	128.53	14.41	1	13616.55	<b>VERDADERO</b>
5812.53	1893.27	541.6	1893.27	541.6	9.98	1	16368.46	<b>VERDADERO</b>
8086.68	4404.39	1448.72	4404.39	1448.72	12.75	1	23946.61	<b>VERDADERO</b>
8100.85	4417.68	1425.54	4417.68	1425.54	12.78	1	23581.32	<b>VERDADERO</b>
6291.89	2482.98	761.75	2482.98	761.75	10.23	1	17963.44	<b>VERDADERO</b>
6562.52	1137.55	177.86	1137.55	177.86	20.87	1	18689.07	<b>VERDADERO</b>

**Verdadero = No fisurado**

**Falso = Fisurado**

### 3.17.1.3. Diseño por resistencia (sismo severo)

El diseño por resistencia consistió en verificar la condición de resistencia en la que se encontraba, a los que se les denominó como: resistente y frágil.

Cuadro 189. Diseño por resistencia (s. severo) para la vivienda multifamiliar- comercio

<b>DISEÑO POR RESISTENCIA - SISMO SEVERO- PRIMER PISO</b>			
<b>Vei X</b>	<b>Vei Y</b>	<b>Vei</b>	<b>Vm ≥ Vei</b>
<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>	
1040.36	27241.82	27241.82	<b>VERDADERO</b>
874.16	21267.33	21267.33	<b>VERDADERO</b>
666.76	13243.28	13243.28	<b>VERDADERO</b>
852.61	18135.64	18135.64	<b>FALSO</b>
890.27	24748.23	24748.23	<b>FALSO</b>



1123.18	39034.5	39034.5	<i>FALSO</i>
1182.31	38553.97	38553.97	<i>FALSO</i>
1132.56	27491.86	27491.86	<i>FALSO</i>
1198.41	25224.63	25224.63	<i>FALSO</i>
<b>DISEÑO POR RESISTENCIA - SISMO SEVERO- SEGUNDO PISO</b>			
<b>Vei X</b>	<b>Vei Y</b>	<b>Vei</b>	<b>Vm ≥ Vei</b>
<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>	
120.65	30959.17	30959.17	<i>VERDADERO</i>
130.24	23341.3	23341.3	<i>VERDADERO</i>
23.43	14629.9	14629.9	<i>VERDADERO</i>
147.19	14220.86	14220.86	<i>VERDADERO</i>
101.62	24123.75	24123.75	<i>FALSO</i>
183.14	40481.28	40481.28	<i>FALSO</i>
544.88	39999.25	39999.25	<i>FALSO</i>
150.67	27897.34	27897.34	<i>FALSO</i>
182.63	20766.94	20766.94	<i>VERDADERO</i>
<b>DISEÑO POR RESISTENCIA - SISMO SEVERO- TERCER PISO</b>			
<b>Vei X</b>	<b>Vei Y</b>	<b>Vei</b>	<b>Vm ≥ Vei</b>
<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>	
46.96	25940.74	25940.74	<i>VERDADERO</i>
80.49	19808.96	19808.96	<i>VERDADERO</i>
19.26	11928.43	11928.43	<i>VERDADERO</i>
172.09	10566.45	10566.45	<i>VERDADERO</i>
68.6	18993.56	18993.56	<i>FALSO</i>
118.2	33379.37	33379.37	<i>FALSO</i>
189.58	33065.34	33065.34	<i>FALSO</i>
184.16	22374	22374	<i>FALSO</i>
305.95	15527.48	15527.48	<i>VERDADERO</i>
<b>DISEÑO POR RESISTENCIA - SISMO SEVERO- CUARTO PISO</b>			

<b>Vei X</b>	<b>Vei Y</b>	<b>Vei</b>	<b>Vm ≥ Vei</b>
<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>	
30.15	19992.94	19992.94	<b>VERDADERO</b>
105.36	15095.72	15095.72	<b>VERDADERO</b>
25.27	8789.7	8789.7	<b>VERDADERO</b>
183.96	6700.69	6700.69	<b>VERDADERO</b>
97.9	12757.8	12757.8	<b>VERDADERO</b>
180.64	24031.77	24031.77	<b>VERDADERO</b>
87.68	23896.38	23896.38	<b>VERDADERO</b>
237.19	15398.67	15398.67	<b>VERDADERO</b>
306.2	9859.22	9859.22	<b>VERDADERO</b>
<b>DISEÑO POR RESISTENCIA - SISMO SEVERO- QUINTO</b>			
<b>PISO</b>			
<b>Vei X</b>	<b>Vei Y</b>	<b>Vei</b>	<b>Vm ≥ Vei</b>
<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>	
36.3	13100.83	13100.83	<b>VERDADERO</b>
61.81	10034.31	10034.31	<b>VERDADERO</b>
57.2	4020.82	4020.82	<b>VERDADERO</b>
128.69	2399.07	2399.07	<b>VERDADERO</b>
30.69	5947.43	5947.43	<b>VERDADERO</b>
38.6	13835.72	13835.72	<b>VERDADERO</b>
374.05	13877.47	13877.47	<b>VERDADERO</b>
46.23	7799.9	7799.9	<b>VERDADERO</b>
181	3573.45	3573.45	<b>VERDADERO</b>

**Verdadero = resistente**

**Falso = frágil**

### 3.17.1.4. Necesidad de refuerzo horizontal

En los planos estructurales se recomienda colocar a cada 3 hileras 2Ø8mm, sin embargo, según los cálculos, el requerimiento de este acero horizontal debe ser 2Ø8mm@4hileras, solo donde se requiera, por lo que, según la recomendación de las especificaciones técnicas en los planos trabajos, resulta conservador y eficiente.

Cuadro 190. Refuerzo horizontal para la vivienda multifamiliar- comercio.

<b>NECESIDAD DE REFORZAR HORIZONTALMENTE- PRIMER PISO</b>						
<b>Vm1/Ve1</b>	<b><math>2 \leq Vm1/Ve1 \leq 3</math></b>	<b>Vu</b>	<b>Mu</b>	<b>Condición</b>		
		<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>			
3.20	3.00	40863.39	10120.11	Según punto b) de la Norma E.070 del punto 27.1, para el primer piso se debe reforzar los muros con acero horizontal		
2.90	2.90	30879.777	8772.410488			
3.74	3.00	19865.25	4175.13			
1.88	2.00	18135.94	8459.26			
1.71	2.00	24748.62	7807.02			
1.63	2.00	39035.12	11228.4			
1.62	2.00	38554.6	10751.18			
1.72	2.00	27492.3	8300.58			
1.89	2.00	25225.04	14381.92			
<b>NECESIDAD DE REFORZAR HORIZONTALMENTE- SEGUNDO PISO</b>						
<b>Vm1/Ve1</b>	<b><math>2 \leq Vm1/Ve1 \leq 3</math></b>	<b>Vu</b>	<b>Mu</b>	<b><math>Vu \geq Vm</math></b>	<b><math>\sigma m \geq 0.05f'm</math></b>	<b>Refuerzo horizontal</b>
		<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>			
2.72	2.72	42110.8012	15628.89988	<b>VERDADERO</b>	<b>FALSO</b>	<b>Colocar 2Ø8mm@4hileras</b>
2.56	2.56	29847.5577	9145.891718	<b>VERDADERO</b>	<b>FALSO</b>	<b>Colocar 2Ø8mm@4hileras</b>
3.32	3.00	21945.21	6134.1	<b>FALSO</b>	<b>FALSO</b>	
2.26	2.26	16078.1599	5120.290218	<b>VERDADERO</b>	<b>VERDADERO</b>	<b>Colocar 2Ø6mm@4hileras</b>
1.65	2.00	24124.14	7648.38	<b>VERDADERO</b>	<b>VERDADERO</b>	<b>Colocar 2Ø6mm@4hileras</b>

1.46	2.00	40481.94	13378.28	VERDADERO	VERDADERO	Colocar 2Ø6mm@4hileras
1.45	2.00	39999.9	12855.78	VERDADERO	VERDADERO	Colocar 2Ø6mm@4hileras
1.58	2.00	27897.8	8968.66	VERDADERO	VERDADERO	Colocar 2Ø6mm@4hileras
2.16	2.16	22459.8418	8458.703416	VERDADERO	VERDADERO	Colocar 2Ø6mm@4hileras
<b>NECESIDAD DE REFORZAR HORIZONTALMENTE- TERCER PISO</b>						
Vm1/Ve1	$2 \leq Vm1/Ve1 \leq 3$	Vu	Mu	Vu ≥ Vm	$\sigma_m \geq 0.05f'm$	Refuerzo horizontal
		(kg)	(kg)			
3.17	3.00	38911.74	13784.55	FALSO	FALSO	
2.93	2.93	29052.1211	8773.795481	VERDADERO	FALSO	Colocar 2Ø8mm@4hileras
4.01	3.00	17892.93	4802.22	FALSO	FALSO	
2.90	2.90	15315.6225	4047.632523	VERDADERO	VERDADERO	Colocar 2Ø6mm@4hileras
1.97	2.00	18993.86	5672.04	VERDADERO	VERDADERO	Colocar 2Ø6mm@4hileras
1.65	2.00	33379.9	11033.02	VERDADERO	VERDADERO	Colocar 2Ø6mm@4hileras
1.65	2.00	33065.88	10653.36	VERDADERO	VERDADERO	Colocar 2Ø6mm@4hileras
1.85	2.00	22374.36	6961.26	VERDADERO	VERDADERO	Colocar 2Ø6mm@4hileras
2.74	2.74	21268.8213	6235.452202	VERDADERO	VERDADERO	Colocar 2Ø6mm@4hileras
<b>NECESIDAD DE REFORZAR HORIZONTALMENTE- CUARTO PISO</b>						
Vm1/Ve1	$2 \leq Vm1/Ve1 \leq 3$	Vu	Mu	Vu ≥ Vm	$\sigma_m \geq 0.05f'm$	Refuerzo horizontal
		(kg)	(kg)			
6.30	3.00	19093.32	6609.93	FALSO	FALSO	

5.90	3.00	14416.47	4252.68	<b>FALSO</b>	<b>FALSO</b>	<b>Colocar 2Ø8mm@4hileras</b>
8.41	3.00	8394.18	2197.74	<b>FALSO</b>	<b>FALSO</b>	
6.79	3.00	6399.18	1377.99	<b>FALSO</b>	<b>FALSO</b>	
4.31	3.00	12183.75	3471.87	<b>FALSO</b>	<b>FALSO</b>	
3.37	3.00	22950.42	7585.11	<b>FALSO</b>	<b>FALSO</b>	
3.34	3.00	22821.15	7365.18	<b>FALSO</b>	<b>VERDADERO</b>	<b>Colocar 2Ø6mm@4hileras</b>
3.94	3.00	14705.79	4467.27	<b>FALSO</b>	<b>VERDADERO</b>	<b>Colocar 2Ø6mm@4hileras</b>
6.37	3.00	9415.59	2066.82	<b>FALSO</b>	<b>FALSO</b>	

**NECESIDAD DE REFORZAR HORIZONTALMENTE- QUINTO PISO**

<b>Vm1/Ve1</b>	<b><math>2 \leq Vm1/Ve1 \leq 3</math></b>	<b>Vu</b>	<b>Mu</b>	<b><math>Vu \geq Vm</math></b>	<b><math>\sigma_m \geq 0.05f'm</math></b>
		<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>		
9.36	3.00	12511.35	4311.93	<b>FALSO</b>	<b>FALSO</b>
8.66	3.00	9582.81	2615.34	<b>FALSO</b>	<b>FALSO</b>
18.11	3.00	3839.91	1243.02	<b>FALSO</b>	<b>FALSO</b>
17.83	3.00	2291.13	385.59	<b>FALSO</b>	<b>FALSO</b>
8.65	3.00	5679.81	1624.8	<b>FALSO</b>	<b>FALSO</b>
5.44	3.00	13213.17	4346.16	<b>FALSO</b>	<b>FALSO</b>
5.34	3.00	13253.04	4276.62	<b>FALSO</b>	<b>FALSO</b>
7.23	3.00	7448.94	2285.25	<b>FALSO</b>	<b>FALSO</b>
16.43	3.00	3412.65	533.58	<b>FALSO</b>	<b>FALSO</b>

Falso - Falso = No necesita refuerzo

Verdadero - Verdadero = Necesita refuerzo

Verdadero - Falso = Necesita refuerzo

Falso - Verdadero = Necesita refuerzo

#### IV. DISCUSIÓN

1. Como logra apreciar en la investigación de Tesis de León Gutiérrez (2018), se consideró tres grados de libertad por cada entrepiso, dos grados de libertad ortogonales y uno en rotación, asegurando que este número de modos albergaba en cada una de sus direcciones el 90% de acumulativo; esta consideración es válida conforme el tema de “Masa Participativa” según La Norma E.030 en cualquiera de sus versiones y fue aplicada en los respectivos modelos de la presente evaluación; se constató que el acumulativo de la masa participativa sobrepase el 90% de la masa total.

El factor básico de reducción sísmica utilizado en la vivienda y el pabellón B del Colegio fue relativo en la dirección XX, debido que oscilaba entre 8, 7 y 6 para los sistemas de pórticos, dual y muros estructurales, respectivamente, determinándose que la distorsión en la dirección XX no cumplía el 7/1000 para concreto armado, mientras que en el estudio citado este se llegó a controlar dicha distorsión hasta un 3.8/1000, hecho que se ve reflejado en la evaluación, debido a la falta de elementos que aporten rigidez en la dirección mencionada.

2. Según lo dispuesto por León y Gutiérrez (2018), no se consideraron irregularidades en altura y planta, por lo que la cortante de diseño fue el 80% del cortante estático generó un incremento en las fuerzas internas de los elementos placas, vigas y columnas de 10% a 20%, lo cual es discutible puesto que en la evaluación que se realizó se encontraron aumentos considerables para el análisis hecho con la Norma E.030 2018 respecto a la anterior, a pesar de haber considerado irregularidad para la Norma pasada, lo que se deduce que este incremento depende muchas veces del criterio del diseñador, tal es el caso de la visualización de los factores (donde no se consideró irregularidad de piso blando respecto a la Norma E.030 2006) utilizados en los planos de la vivienda.
3. En consideración de la investigación de Tesis de Ortiz (2017) y tomando como principal referencia la utilidad de las edificaciones tomadas como objeto de estudio, tratándose de Colegios, y en relación con la presente investigación, se discute la conclusión que resalta que la respuesta sísmica al diseñarse con la Norma E.030 2006 se cumple con requisitos respecto a la Norma E.030 2016, debido que el desarrollo de la presente investigación no se cumplieron todos los parámetros en aplicación de

ambas Normas, donde se deduce que el problema radica en la subestimación de principios de estructuración y aplicación de los métodos computarizados. La conclusión que realizó el investigador, sobre el incremento del espectro de aceleraciones de hasta 50% de la Norma E.030 2006 respecto a la Norma E.030 2016 debido a la toma de irregularidades en esta última, es afirmada por la presente evaluación, sin embargo, el espectro de pseudo aceleraciones de la Norma E.030 2016 y consigo la del año 2018, traen en su plataforma de por sí una reducción considerable para cada tipo de suelo (visualizada en la parte teórica de la presente tesis).

4. De acuerdo con la investigación de Ccama (2017), quien concluyó que la cortante basal estática disminuyó con la aplicación de la Norma E.030 2006 respecto a la propuesta de Norma E.030 2014, así mismo sucedió con la cortante dinámica, este hecho se produjo ya que no se presentaron problemas de irregularidad en ninguno de los aspectos estipulados para este último código, por lo que la disminución de estas fuerzas sucedió básicamente porque el factor de suelo "S" mostrado en la propuesta de Norma E.030 2014 también disminuyó en un 5%; suceso que se visualizó en la presente evaluación donde esta disminución del factor suelo "S" fue de 12.5%.

## V. CONCLUSIONES

1. Se concluyó de la elaboración de los modelamientos, que el programa de cálculo ETABS, permitió representar tridimensionalmente la superestructura de la edificación con cada una de las secciones de sus componentes estructurales tales como: columnas, vigas, placas, muros de albañilería, losas y escaleras, así mismo; el programa SAFE permitió recrear computacionalmente la subestructura, tomándose las mismas secciones de la cimentación de todo el Pabellón block “B” para cada elemento como: las vigas de cimentación, cimientos corridos, zapatas combinadas que a su vez se conectaron; ambos modelos fueron elaborados por medio de elementos de dibujo llamados “Frame” y “Shell” entendidos como Línea y Área, respectivamente.
2. Se concluyó del análisis de cargas estáticas, que las losas macizas y aligerados en todos los bloques tienen cargas muertas de 0.100ton/m<sup>2</sup> adicionales a su peso propio producto del piso terminado, así mismo, el peso muerto por los ladrillos generados en los aligerados en una dirección fue de 0.182ton/m<sup>2</sup>; en el primer bloque el peso gravitacional muerto de los muros de espesor de 0.15m varió entre 0.264ton/m y 0.485ton/m; para el segundo bloque la carga muerta de los muros de tabiquería asciende de 0.252ton/m a 0.485ton/m; en el tercer bloque el peso muerto varió de 0.485ton/m a 0.506ton/m.
3. Se concluyó del análisis estático para las condiciones de la Norma E.030 2006, que para el primer bloque la cortante fue de 98.08ton en la dirección XX y 230.96ton en la dirección YY; para el segundo bloque la cortante fue de 299.04ton en XX y 697.76ton en YY; para el tercer bloque la cortante fue de 51.38ton en XX y 216.96ton en YY; del análisis dinámico, para el primer bloque la cortante dinámica fue de 89.09ton en XX y 211.09ton en YY; para el segundo bloque 269.14ton en XX y 627.99ton en YY; para el tercer bloque 55.67ton en XX y 195.67ton en YY. Bajo las condiciones de la Norma E.030 2018 respecto al análisis estático, para el primer bloque la cortante fue de 85.26ton en XX y 170.51ton en YY; para el segundo bloque la cortante fue de 257.45ton en XX y 514.89ton en YY; para el tercer bloque la cortante fue de 75.87ton en XX y 160.17ton en YY; del análisis dinámico, para el primer bloque la cortante fue de 61.91ton en XX y 152.69ton en YY; para el segundo bloque 205.96ton en XX y



444.12ton en YY; para el tercer bloque 80.90ton en XX y 140.41ton en YY; estos datos fueron obtenidos de la evaluación del Colegio.

4. Se concluyó del análisis estático para las condiciones de la Norma E.030 2006, que la cortante fue de 203.46ton en XX y 474.74ton en YY; del análisis dinámico la cortante fue de 183.11ton en XX y 120.17ton en YY; mientras que, bajo las condiciones de la Norma E.030 2018 respecto al análisis estático, la cortante fue de 150.21ton en XX y 350.49ton en YY; del análisis dinámico, la cortante fue de 427.26ton en XX y 280.39ton en YY; estos datos fueron obtenidos de la evaluación de la Vivienda.
5. Se concluyó de la comprobación de los requisitos del diseño de muros de albañilería en ambas edificaciones, que muchos de estos elementos no cumplen con el análisis por fisuración solamente en consideración del sismo moderado, por lo que se encuentran en estado fisurado, por otro lado, también existen deficiencias en el análisis por resistencia, tomando en cuenta el sismo severo, problemas que se presentan por la deficiencia del espesor del muro; de forma que existe la necesidad de reforzar horizontalmente con acero de 2Ø8mm@4hileras.
6. Se concluyó del cálculo del refuerzo en los elementos de la superestructura del Colegio, que los elementos viga, varían generalmente en su acero longitudinal, de varillas de Ø3/4” hasta Ø1/2”, producto de que no se consideró la rigidez del muro de albañilería en el primer diseño (planos estructurales), para los elementos placas y columnas no existió cambios bruscos, pasando de Ø5/8 a 1Ø1” como máximo (visualizado solo en dos placas), dicho incremento asciende a 1.7 veces más aproximadamente del refuerzo longitudinal; el confinamiento no varió y es que la separación de los estribos fue de 0.10m a 0.15m; el refuerzo transversal en columnas no varió; del mismo modo para las placas con Ø3/8”@0.20m, estos datos fueron obtenidos de la evaluación con la Norma E.030 2018 respecto a la Norma anterior; en lo que concierne, del cálculo del refuerzo en los elementos de la subestructura, para las zapatas en su totalidad contiene varillas de Ø5/8” a 1Ø1” como máximo, la cantidad de acero repartido en los elementos fue variable de hasta 20% de incremento, en vigas de cimentación no existió variación en la cantidad pero si hubo una reducción del refuerzo vertical Est.Ø3/8”@0.175m. Para la vivienda, los cambios notables fueron en

la superestructura, la cimentación hubo incremento de varillas longitudinales de  $\varnothing 3/8''$  hasta  $1\varnothing 1''$ , sin embargo, las separaciones de estas se mantienen dentro del rango de 0.10m a 0.15m y en cuanto a las vigas de cimentación si hubo variación de hasta el 35% de aumento en el refuerzo longitudinal, así mismo el confinamiento se redujo a 0.20m a 0.15m.

7. Se concluyó del cálculo del diseño en concreto armado en los elementos de la superestructura para ambas edificaciones, que se cumplió la relación  $\varnothing M_n > M_u$ , tomando en cuenta la fluencia del acero con una deformación del 0.005 y la proporción de 1/3 del acero máximo al acero corrido superior e inferior; además, se cumplió con la relación  $\varnothing V_n > V_u$ , donde se verificó que las secciones cumplían con el diseño por cortante, sin encontrar variaciones en el diámetro del refuerzo por confinamiento pero si en su separación con una reducción de 33.33%; del cálculo del diseño en concreto armado en los elementos de la subestructura, las zapatas tuvieron una comprobación por corte punzante donde se calculó que el factor producto de la relación  $V_u/V_n$  sea menor que la unidad, verificación que se realizó solo para comprobar la afirmación teórica de que el esfuerzo por corte punzante es absorbido por la viga de cimentación.

## **VI. RECOMENDACIONES**

Se recomienda que los tres bloques pertenecientes al Block B del Colegio Pedro Ureña, se generen placas con mayores longitudes en la dirección XX, de manera que se pueda disminuir las derivas en esa dirección, y estas estén dentro de lo permitido por las Normas (E.030 en ambas versiones), caso contrario proponer un enchiqeramamiento de las placas existentes con el fin de otorgar una mayor rigidez latera; estas sugerencias van estrictamente para el bloque, el cual en su estructuración presenta columnas peraltadas en la dirección donde están direccionadas los muros de albañilería. Para la edificación con uso de vivienda, se recomienda seguir las mismas sugerencias debido que en la dirección XX también se tiene que las distorsiones son menores al 7/1000 para concreto armado.

## VII. REFERENCIAS

1. AGUIAR, Roberto. Análisis Sísmicos de Edificios. 1<sup>ra</sup> ed. Quito: Centro de Investigaciones Científicas, 2008. 322 pp.  
ISBN: 978-9978-30-104-3
2. ARQUITECTURA SISMO-RESISTENTE, Un nuevo enfoque para la solución integral del problema sísmico por Hugo Giuliani [et al]. Informes de la Construcción [en línea]. Enero/Febrero, 1987, n° 387. [Fecha de consulta: 25 e abril de 2018]  
Disponible en <http://www.informesdelaconstruccion.revistas.csic.es>.  
ISSN-E: 1988-3234
3. BOROSCHEK, Rubén. Dynamics of Structures. Chile: University of Chile, 2015. 155 pp.
4. BOZZO, Luis, BARBAT, Alex. Diseño sismorresistente de edificios. España: Reverté, 2000. 373 pp.  
ISBN: 84-294-2011-4
5. BLANCO, Antonio. Estructuración y de Edificación de Concreto Armado. 2<sup>da</sup> ed. Lima., Editoriales Capítulo de Ingeniería Civil, Consejo Departamental de Lima y Colegio de Ingenieros del Perú, 1994. 303 pp.
6. BLANCO, Elena, CERVERA, Miguel y SUÁREZ, Benjamín. Análisis Matricial de Estructuras. España: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, 2015. 245 pp.  
ISBN: 978-84-944244-5-8.
7. CASSANO, Arturo. Análisis de Estructuras Bajo Acciones Dinámicas. Panamá: Universidad Tecnológica Nacional, 2009. 80 pp.  
ISSBN: 978-987-25360-9-1

8. CERVERA, Miguel y BLANCO, Elena, Mecánica de estructuras II análisis de estructuras. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya, 2004. 341 pp.  
  
ISBN: 84-8301-623-0
9. CHOPRA, Anil. Dynamics of Structures. 4th edition. Mexico: Pearson Education, 2012. 756 pp.  
  
ISBN: 9780132858038
10. GARCÍA, Luis. Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico. Bogotá, Colombia: Universidad de los Andes, 1998. 584 pp.
11. Dinámica estructural ING. Genaro Delgado Contreras, noviembre 2011 editorial EDICIVIL SRL. Ltda.
12. GÓMEZ, Salvador. Análisis Sísmico Moderno. 1<sup>ra</sup> ed. D.F., Editorial Trillas, 2007. 192 pp.  
  
ISBN: 968-24-7379-9
13. MARTÍNEZ, Enrique, WAKABAYASHI, Minoru. Diseño de Estructuras Sismorresistentes. MCGRAW-HILL: University of Cornell. 1986. 215 pp.
14. HARMSEN, Teodoro. Diseño de Estructuras de Concreto Armado, 1ra ed. Fondo editorial: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2002. 697 pp.
15. INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM, Manual de Diseño por Sismo Según el Reglamento de Construcciones Para el Distrito Federal. México: 1977. 79 pp.
16. MCCORMAC, Jack y BROWN, Russell. Diseño de Concreto Reforzado, 8va ed. México: Alfaomega, 2011. 724 pp.  
  
ISBN: 978-0-470-27927-4

17. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (PERÚ).  
Norma E.030 del RNE, 2006: Diseño Sismorresistente. Lima, 2006. 39 pp.
18. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (PERÚ).  
Norma E.030 del RNE, 2018: Diseño Sismorresistente. Lima, 2017. 79 pp.
19. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (PERÚ).  
Norma E.060 del RNE, 2006: Concreto Armado. Lima, 2006. 439 pp.
20. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (PERÚ).  
Norma E.070 del RNE, 2006: Albañilería. Lima, 2006.
21. MORALES, Roberto. Diseño en Concreto Armado. 4<sup>ta</sup> ed. Lima., Editorial Instituto de Construcción y Gerencia, 2016. 89 pp.
22. NORMAS Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-98, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010. 80 pp.
23. ORTIZ, Koqui. Análisis de la respuesta sísmica de 4 instituciones educativas diseñadas con la Norma E.030 del año 2006 en contraste con la Norma E.030 del año 2016. Tesis [Título en Ingeniería Civil]. Lima: Universidad César Vallejo, 2017.
24. REVISTA Construcción de elementos estructurales en concreto [en línea]. Colombia: UNIMINUTO, 2010 [fecha de consulta: 20 de junio de 2018].  
Disponible en <https://es.calameo.com/read/0024187171f0b335b0160>.
25. SAN BARTOLOMÉ, Ángel. Análisis de Edificios. 1ra ed. Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, 1998. 344 pp.  
ISBN: 9972-42-112-0.
26. VÁSQUEZ, José y ALIAGA, Javier. Análisis Comparativo del diseño estructural aplicando la Norma Sismorresistente vigente y el Proyecto de Norma, para el proyecto

Hospital UPAO en la ciudad de Trujillo. Tesis [Título en Ingeniería Civil]. Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego, 2015.

27. ZEEVAERT, Leonardo. Interacción suelo- estructura de cimentación. Limusa, 1980. 50 pp.

28. GALLEGOS, Héctor y CASABONNE, Carlos, Albañilería Estructural. 3ra ed. Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2005. 444 pp.  
ISBN: 9972-42-754-4.

29. ABANTO, Tomás. Análisis y Diseño de Edificaciones de Albañilería. 2da ed. Lima: San Marcos E.I.R.L., 2002. 312 pp.  
ISBN: 9972342905.

## VIII. ANEXOS

Cuadro 1. Factor de zona “Z” Norma E.030- 2006

<b>FACTORES DE ZONA “Z”</b>	
<b>ZONA</b>	<b>Z</b>
3	0.40
2	0.30
1	0.15

Fuente: “Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 Diseño sismorresistente, (2006)”.

Cuadro 2. Factor de zona “Z” Norma E.030- 2018

<b>FACTORES DE ZONA “Z”</b>	
<b>ZONA</b>	<b>Z</b>
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: “Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 Diseño sismorresistente, (2018)”.

Cuadro 3. Categoría de las Edificaciones y Factor “U”

<b>CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”</b>		
<b>CATEGORÍA</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>FACTOR U</b>
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones.	1,5



Edificaciones Esenciales	<p>Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</p> <p>- Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.</p> <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como <b>instituciones educativas</b>, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p> <p>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p> <p>Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</p>	
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: <b>viviendas</b> , oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1

Fuente: “Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 Diseño sismorresistente, (2018)”.

Cuadro 4. Irregularidades estructurales en altura Norma E.030- 2018.

<b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA</b>	<b>Factor de Irregularidad “Ia”</b>
<p><b>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando</b></p> <p><u>Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80%</u></p>	

<p><u>de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.</u></p> <p><u>Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</u></p> <p><b>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil</b></p> <p>Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	<p><b>0,75</b></p>
<p><b>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10)</b></p> <p><u>Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.</u></p> <p><u>Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</u></p> <p><b>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10)</b></p>	<p><b>0,50</b></p>

Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	
<p><b>Irregularidad de Masa o Peso</b></p> <p>Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	<b>0,90</b>
<p><b>Irregularidad Geométrica Vertical</b></p> <p>La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	<b>0,90</b>
<p><b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b></p> <p>Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	<b>0,80</b>
<p><b>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10)</b></p> <p>Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.</p>	<b>0,60</b>

Fuente: “Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 Diseño sismorresistente, (2018)”.

Cuadro 5. Irregularidades estructurales en planta Norma E.030- 2018.

<b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA</b>	<b>Factor de Irregularidad <math>I_p</math></b>
<p><b>Irregularidad Torsional</b></p> <p>Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (<math>\Delta m_{\acute{a}x}</math>), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (<math>\Delta CM</math>).</p> <p>Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	<b>0,75</b>
<p><b>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10)</b></p> <p>Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (<math>\Delta m_{\acute{a}x}</math>), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo <u>promedio de los extremos del mismo entrepiso</u> para la misma condición de carga (<math>\Delta Prom</math>).</p> <p>Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	<b>0,60</b>
<p><b>Esquinas Entrantes</b></p> <p>La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	<b>0,90</b>
<p><b>Discontinuidad del Diafragma</b></p> <p>La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en</p>	

<p>rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma.</p> <p>También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	<b>0,85</b>
<p><b>Sistemas no Paralelos</b></p> <p>Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.</p>	<b>0,90</b>

Fuente: “Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 Diseño sismorresistente, (2018)”.

Cuadro 6. Categoría de la edificación e irregularidad. Norma E.030-2018

Tabla N <sup>a</sup> 10		
CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas

C	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones
<b>Tabla N° 11</b>		
<b>LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO</b>		
<b>Material Predominante</b>	<b>(<math>\Delta_i</math> / <math>h_{ei}</math>)</b>	
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: “Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 Diseño sismorresistente, (2018)”.

Cuadro 7. Cargas vivas mínimas repartidas según la Norma Técnica E.020.

<b>OCUPACIÓN O USO</b>	<b>CARGAS REPARTIDAS kPa (Kgf/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Almacenaje</b>	5,0 (500)
<b>Baños</b>	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300)
<b>Bibliotecas</b>	Ver 6.4
Salas de lectura	3,0 (300)
Salas de Almacenaje con estantes fijos (no apilables)	7,5 (750)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
<b>Centros de Educación</b>	
Aulas	2,5 (250)

Talleres	3,5 (350) Ver 6,4
Auditorios, Gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asamblea
Laboratorios	3,0 (300) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)
<b>Garajes</b>	
Para parqueo exclusivo de vehículos de pasajeros, con altura de entrada menor que 2,40 m.	2,5 (250)
Para otros vehículos	Ver 9.3
<b>Hospitales</b>	
Salas de operación, laboratorios, y áreas de servicio	3,0 (300)
Cuartos	2,0 (200)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
<b>Hoteles</b>	
Cuartos	2,0 (200)
Salas Públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Almacenaje y servicios	5,0 (500)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
<b>Industria</b>	Ver 6.4
<b>Instituciones Penales</b>	
Celdas y zona de habitación	2,0 (200)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Corredores y escaleras	4,0 (400)
<b>Lugares de Asamblea</b>	
Con asientos fijos	3,0 (300)
Con asientos móviles	4,0 (400)
Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines.	4,0 (400)
Graderías y tribunas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)

<b>Oficinas (*)</b>	
Exceptuando salas de archivo y computación	2,5 (250)
Salas de archivo	5,0 (500)
Salas de computación	2,5 (250) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)
<b>Teatros</b>	
Vestidores	2,0 (200)
Cuarto de Proyección	3,0 (300) Ver 6.4
Escenario	750
Zonas Públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
<b>Tiendas</b>	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)
<b>Viviendas</b>	2,0 (200)
Corredores y escaleras	2,0 (200)
(*) Estas cargas no incluyen la posible tabiquería móvil.	
<p><b>6.4 Conformidad</b> Para determinar si la magnitud de la carga viva real es conforme con la carga viva mínima repartida, se hará una aproximación de la CV repartida real promediando la carga total que en efecto se aplica sobre una región rectangular representativa de 15 m<sup>2</sup> que no tenga ningún lado menor que 3,00 m.</p>	

Fuente: “Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.020 Cargas, (2006)”.



Cuadro 8. Ficha de observación.

<b>FICHA DE OBSERVACIÓN</b>		
<b>Nombre de la edificación</b>	: Pabellón blok B- sector secundaria "Pedro Mercedes Ureña". 457.20m2.	Edificación multifamiliar 146m2.
<b>Dirección</b>	: MZ "P" - LT. 6 - NATASHA ALTA	Urb. ROSAS DE AMÉRICA MZ C, Lt 9.
<b>Distrito</b>	: Trujillo.	Trujillo.
<b>Provincia</b>	: Trujillo.	Trujillo.
<b>Número de pisos</b>	: 3.	5 pisos más azotea.
<b>Tipo de sistema constructivo</b>	: Mixto.	Mixto.
<b>Año de diseño</b>	: 2009.	2015.
<b>Profesional diseñador</b>	: Proyectista Marco Arroyo Flores.	Empresa CONCEPPROYEC
<b>Uso de la edificación</b>	: Centro educativo.	Vivienda.
<b>Material predominante</b>	: Concreto Armado. Albañilería confinada.	Concreto Armado. Albañilería confinada.
<b>Normas Utilizadas</b>	: E.030 "Diseño Sismorresistente". E.020 "Cargas". E.060 "Diseño de Concreto Armado".	E.030 "Diseño Sismorresistente". E.020 "Cargas". E.060 "Diseño de Concreto Armado".
Indicador para diseño inicial.		
- Posible condición utilizada en el diseño.	: <b>PCU</b>	
- Posible condición no utilizada en el diseño.	: <b>PCNU</b>	

Indicadores para la evaluación.			
- Si existe una posible variación de uso en el punto de diseño. :		<b>EPV</b>	
- Si no existe una posible variación de uso en el punto de diseño. :		<b>NEPV</b>	
• DESDE LA NORMATIVA:			
PARÁMETROS E.030/2006	INDICADORES	PARÁMETROS E.030/2018	INDICADORES
<b>1. Zonificación.</b>			
- Factores de Zona. (Z3, Z2, Z1)	<b>PCU</b>	- Factores de Zona. (Z4, Z3, Z2, Z1)	<b>EPV</b>
<b>2. Condiciones Geotécnicas.</b>			
- Perfiles de Suelo. (S1,S2,S3,S4)	<b>PCU</b>	- Perfiles de Suelo. (So,S1,S2,S3)	<b>EPV</b>
<b>3. Parámetros de Sitio.</b>			
- Factor Suelo. (S1,S2,S3,S4)	<b>PCU</b>	- Factor Suelo. (So,S1,S2,S3)	<b>EPV</b>
- Periodo $T_p$ .	<b>PCU</b>	- Periodos $T_p$ y $T_L$ .	<b>EPV</b>
<b>4. Factor de Amplificación Sísmica.</b>			
- Coeficiente C. $C = 2,5 \left( \frac{T_p}{T} \right) ; C \leq 2,5$	<b>PCU</b>	- Coeficiente C. $T < T_p ; C = 2,5$ $T_p < T < T_L ; C = 2,5 \left( \frac{T_p}{T} \right)$ $T < T_L ; C = 2,5 \left( \frac{T_p T_L}{T^2} \right)$	<b>EPV</b>

<b>5. Categoría de las edificaciones y factor de Uso.</b>			
<p>- Factor U.</p> <p>1. Edificaciones esenciales: A=1,5</p> <p>2. Edificaciones importantes: B=1,3</p> <p>3. Edificaciones comunes: C=1,0</p> <p>4. Edificaciones Temporales: D=?</p>	<b>PCU</b>	<p>- Factor U.</p> <p>1. Edificaciones esenciales: A=1,5</p> <p style="padding-left: 40px;">a. A1.</p> <p style="padding-left: 40px;">b. A2.</p> <p>2. Edificaciones importantes: B=1,3</p> <p>3. Edificaciones comunes: C=1,0</p> <p>4. Edificaciones Temporales: D=?</p>	<b>NEPV</b>
<b>6. Sistemas Estructurales.</b>			
- Estructuras de acero.		- Estructuras de concreto armado.	<b>NEPV</b>
- Estructuras de concreto armado.	<b>PCU</b>	- Estructuras de acero.	
- Estructuras de albañilería.		- Estructuras de albañilería.	
- Estructuras de madera.		- Estructuras de tierra.	
- Estructuras de tierras.			
<b>7. Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas.</b>			
<p>- Factor <math>R_0</math>.</p> <p>Concreto armado:</p> <p>1. Pórticos: 8</p> <p>2. Dual: 7</p> <p>3. De muros estructurales: 6</p>	<b>PCU</b>	<p>- Factor <math>R_0</math>.</p> <p>Concreto armado:</p> <p>1. Pórticos: 8</p> <p>2. Dual: 7</p> <p>3. De muros estructurales: 6</p>	<b>NEPV</b>

4. Muros de ductilidad limitada: 4 5. Albañilería confinada: 3		4. Muros de ductilidad limitada: 4 5. Albañilería confinada: 3	
<b>8. Factores de Irregularidad.</b>			
<p style="text-align: center;">- Factor <math>I_a</math>.</p> <p>1. Piso Blando; <math>f=0.75</math></p> <p>2. Masa; <math>f=0.75</math></p> <p>3. Geometría Vertical; <math>f=0.75</math></p> <p>4. Sistemas Resistentes; <math>f=0.75</math></p>	<b>PCNU</b>	<p style="text-align: center;">- Factor <math>I_a</math>.</p> <p>1. Piso Blando; <math>f=0.75</math></p> <p>2. Piso Débil; <math>f=0.75</math></p> <p>3. I. Extrema de Rigidez; <math>f=0.50</math></p> <p>4. I. Extrema de Resistencia; <math>f=0.50</math></p> <p>5. Masa o Peso; <math>f=0.90</math></p> <p>6. Geometría Vertical; <math>f=0.90</math></p> <p>7. Discontinuidad en los Sistemas Resistentes; <math>f=0.80</math></p> <p>8. Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes; <math>f=0.60</math></p>	<b>EPV</b>
<p style="text-align: center;">- Factor <math>I_p</math>.</p> <p>1. Torsional; <math>f=0.75</math></p> <p>2. Esquinas Entrantes; <math>f=0.75</math></p> <p>3. Discontinuidad del Diafragma; <math>f=0.75</math></p>	<b>PCU</b>	<p style="text-align: center;">- Factor <math>I_p</math>.</p> <p>1. Torsional; <math>f=0.75</math></p> <p>2. Torsional extrema; <math>f=0.60</math></p> <p>3. Esquinas Entrantes; <math>f=0.90</math></p> <p>4. Discontinuidad del diafragma; <math>f=0.85</math></p>	<b>EPV</b>

		5. Sistemas no Paralelos; $f=0.90$	
<b>9. Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas.</b>			
- Factor R. ( $R_0 * I_{a y/o p}$ )	<b>PCU</b>	- Factor R. ( $R_0 * I_a * I_p$ )	<b>EPV</b>
<b>10. Estimación del Peso.</b>			
- $P = 100\%cm + ?\%cv$ 1. Para Edif. A y B, 50% s/c. 2. Para Edif. C, 25% s/c.	<b>PCU</b>	- $P = 100\%cm + ?\%cv$ 1. Para Edif. A y B, 50% s/c. 2. Para Edif. C, 25% s/c.	<b>NEPV</b>
<b>11. Análisis Estático.</b>			
- Cortante Basal $V = \frac{ZUCS}{R} P$	<b>PCU</b>	- Cortante Basal $V = \frac{ZUCS}{R} P$	<b>EPV</b>
- Distribución de fuerzas $F_i = \alpha_i * V$	<b>PCNU</b>	- Distribución de fuerzas $F_i = \alpha_i * V$	<b>NEPV</b>
- Periodo fundamental de vibración. $T = \frac{h_n}{c_T} ; T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i * d_i^2}{g * \sum_{i=1}^n f_i * d_i}}$	<b>PCNU</b>	- Periodo fundamental de vibración. $T = \frac{h_n}{c_T} ; T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i * d_i^2}{g * \sum_{i=1}^n f_i * d_i}}$	<b>NEPV</b>
- Excentricidad Accidental, $e = \pm 0.05$ $M_{ti} = \pm F_i * e_i$	<b>PCNU</b>	- Excentricidad Accidental, $e = \pm 0.05$ $M_{ti} = \pm F_i * e_i$	<b>NEPV</b>
- Fuerzas sísmicas verticales. $f_{sv} = \frac{2}{3} (Z * P)$	<b>PCNU</b>	- Fuerzas sísmicas verticales. $f_{sv} = \frac{2}{3} (Z * U * S * P)$	<b>NEPV</b>
<b>12. Análisis Dinámico Modal Espectral.</b>			

- Modos de vibración que contengan la suma de masas efectivas por lo menos el 90%.	<b>PCU</b>	- Modos de vibración que contengan la suma de masas efectivas por lo menos el 90%.	<b>NEPV</b>
- Aceleración Espectral. $S_a = \frac{ZUCS}{R} * g$	<b>PCU</b>	- Aceleración Espectral. $S_a = \frac{ZUCS}{R} * g$	<b>NEPV</b>
- Aceleración Espectral en dirección vertical. 1. Se utilizará 2/3 del espectro empleado para ambas direcciones.	<b>PCNU</b>	- Aceleración Espectral en dirección vertical. 1. Se utilizará 2/3 del espectro empleado para ambas direcciones.	<b>NEPV</b>
- Criterios de combinación modal, Superposición directa – Criterio Máximo Valor Probable y CQC.	<b>PCU</b>	- Criterios de combinación modal, CQC y Superposición directa – Criterio Máximo Valor Probable.	<b>EPV</b>
- Fuerza cortante del primer entrepiso para estructuras regulares no menor del 80% del cortante basal.	<b>PCU</b>	- Fuerza cortante del primer entrepiso para estructuras regulares no menor del 80% del cortante basal.	<b>NEPV</b>
- Fuerza cortante del primer entrepiso para estructuras irregulares no menor del 90% del cortante basal.	<b>PCU</b>	- Fuerza cortante del primer entrepiso para estructuras irregulares no menor del 90% del cortante basal.	<b>NEPV</b>

- <i>Excentricidad accidental del 5%.</i>	<b>PCU</b>	- <i>Excentricidad accidental del 5%.</i>	<b>NEPV</b>
<b>13. Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad.</b>			
- <i>Para estructuras regulares e irregulares los desplazamientos deberán ser multiplicados por 0.75R.</i>	<b>PCU</b>	<i>Para estructuras regulares, desplazamientos multiplicados por 0.75R, para estructuras irregulares los desplazamientos deberán ser multiplicados por R.</i>	<b>EPV</b>
<b>14. Derivas laterales relativos admisibles.</b>			
- <i>Deriva según el material (Concreto Armado). 7/1000</i>	<b>PCU</b>	- <i>Deriva según el material (Concreto Armado). 7/1000</i>	<b>NEPV</b>
<b>15. Separación entre edificios.</b>			
- <i>La separación mínima será de 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes ni menor que:</i> 1. $S = 3 + 0.004 * (h - 500)$ 2. $S > 3cm$ <i>Alternativamente</i> <i>La separación será no menos que 2/3 del desplazamiento máximo calculado en el análisis dinámico, ni menor que S/2.</i>	<b>PCU</b>	- <i>La separación mínima será de 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes ni menor que:</i> 1. $S = 0.006h \geq 0.03m$ 2. $S > 3cm$ <i>Alternativamente</i> - <i>La separación será no menos que 2/3 del desplazamiento máximo calculado en el análisis dinámico, ni menor que S/2 si la</i>	<b>EPV</b>

		<p><i>edificación existente tiene una junta sísmica reglamentaria, caso contrario la junta sísmica del edificio deberá separarse de la edificación existente un valor de S/2 que corresponda más S/2 de la estructura vecina.</i></p>	
--	--	---	--