

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**INFLUENCIA DE LA VARIACIÓN DE LA ALTURA, RIGIDEZ Y  
AGRIETAMIENTO EN EL CÁLCULO DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE  
VIBRACIÓN DE EDIFICIOS CON SISTEMAS ESTRUCTURALES  
DIFERENTES PROYECTADO PARA LA CIUDAD DE CAJAMARCA.**

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

**AUTOR:**

**Bach. ZAVALETA ZELADA, ERLIN EDUAR**

**ASESOR:**

**ING. MENDOZA LINARES, MARCOS**

**CAJAMARCA – PERÚ 2021**

## **DEDICATORIA**

A Dios todopoderoso, quien guía mí camino, por darme salud y vida, para poder alcanzar mis objetivos.

A mis Padres Tereza y Gonzalo que por su enorme sacrificio y amor me ayudaron a alcanzar cada una de mis metas haciendo de mí una persona de bien.

A mis hermanos y novia quienes día a día me dan su cariño y apoyo incondicional.

A mi asesor de Tesis, Ing. Marcos Mendoza Linares, por su trato, comprensión y apoyo a la realización de este trabajo de investigación.

## **AGRADECIMIENTO**

Quiero comenzar dando gracias a Dios quien siempre está guiando mi camino, a mis padres Tereza y Gonzalo quienes siempre me brindan su apoyo, paciencia y amor, a mis hermanos Diana, Emely y Andy quienes siempre me alientan a seguir adelante y a todos mis grandes amigos que depositaron su confianza en mí.

Quisiera también agradecer a mi asesor el Ing. Marcos Mendoza Linares, por sus valiosas aportaciones, desinteresada colaboración y asistencia para el desarrollo de la presente investigación y por último a los miembros del jurado por sus instruidas observaciones.

## ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA .....	i
AGRADECIMIENTO.....	ii
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	iii
LISTA DE FIGURAS .....	vi
LISTA DE TABLAS.....	x
RESUMEN.....	xi
ABSTRACT.....	xii
CAPÍTULO I.....	1
1. INTRODUCCIÓN .....	1
1.1. Planteamiento del problema .....	1
1.2. Formulación del problema .....	4
1.2.1. Problema general.....	4
1.2.2. Problemas específicos .....	4
1.3. Hipótesis.....	4
1.3.1. Hipótesis general .....	4
1.4. Objetivos de la investigación .....	5
1.4.1. Objetivo general .....	5
1.4.2. Objetivos específicos.....	5
1.5. Justificación de la investigación.....	5
1.6. Alcances y delimitación de la investigación .....	6
1.7. Descripción general de los contenidos .....	8
1.7.1. Capítulo I. Introducción .....	8
1.7.2. Capítulo II. Marco teórico.....	8
1.7.3. Capítulo III. Materiales y métodos.....	8
1.7.4. Capítulo IV. Análisis y discusión de resultados.....	8
1.7.5. Capítulo V. Conclusiones y recomendaciones .....	9
CAPÍTULO II. ....	10
2. MARCO TEÓRICO .....	10
2.1. Antecedentes teóricos.....	10
2.2. Bases teóricas .....	11
2.2.1. Análisis del periodo fundamental de vibración.....	11
2.2.2. El periodo de vibración fundamental y el Reglamento Nacional de Edificaciones	

2.2.3.	Sistemas estructurales .....	24
2.2.4.	Altura.....	29
2.2.5.	Rigidez .....	29
2.2.6.	Agrietamiento.....	31
2.3.	Definición de términos .....	37
CAPÍTULO III.....		38
3.	MATERIALES Y MÉTODOS .....	38
3.1.	Materiales.....	38
3.1.1.	Población de estudio.....	38
3.1.2.	Muestra.....	38
3.1.3.	Unidad de análisis .....	38
3.2.	Tipo, nivel, diseño y método de investigación.....	39
3.2.1.	Tipo y nivel de la investigación .....	39
3.2.2.	Diseño de la investigación.....	39
3.3.	Procedimiento .....	40
3.3.1.	Diagrama de procedimiento .....	40
3.3.2.	Ubicación geográfica de la investigación.....	41
3.3.3.	Descripción del edificio estudiado .....	43
3.3.4.	Análisis estático y dinámico.....	44
3.4.	Análisis e interpretación de datos.....	92
3.4.1.	Técnicas de procesamiento de datos .....	92
3.4.2.	Técnicas de análisis e interpretación de datos.....	92
CAPÍTULO IV.....		93
4.	ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....	93
4.1.	Altura.....	94
4.2.	Rigidez .....	96
4.3.	Agrietamiento.....	98
CAPÍTULO V.....		100
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	100
5.1.	Conclusiones .....	100
5.2.	Recomendaciones.....	101
CAPÍTULO VI.....		102
6.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	102
7.	ANEXOS.....	109
A.1.	PREDIMENSIONAMIENTO.....	110
7.1.	Predimensionamiento de elementos estructurales .....	111

7.2.	Cargas distribuidas sobre vigas y losa.....	121
A.2.	MODELAMIENTO EDIFICIOS .....	124
7.3.	Modelado edificios aporticado .....	125
7.4.	Resultados de edificio modelo aporticado considerando para sus elementos estructurales los valores obtenidos en el predimensionamiento .....	127
7.5.	Modelado edificio dual.....	129
7.6.	Resultados de edificio modelo dual considerando para sus elementos estructurales los valores obtenidos en el predimensionamiento .....	131
A.3.	CÁLCULO DE IRREGULARIDADES .....	134
7.7.	Cálculo de Irregularidades en edificio modelo.....	135
7.8.	Irregularidades estructurales en altura.....	139
7.9.	Irregularidades estructurales en planta .....	147
7.10.	Resumen de irregularidades por sistema estructural .....	152
A.4.	PLANOS .....	153
A.5.	ESTUDIO SUELO DEL POLIDEPORTIVO.....	159

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. 1. Ubicación del proyecto .....	7
Figura 2. 1. Sistema de un grado de libertad: (a) fuerza aplicada $p(t)$ ; (b) movimiento del terreno inducido por un sismo .....	13
Figura 2. 2. Diagramas de cuerpo libre .....	14
Figura 2. 3. Relación entre la fuerza elástica y la rigidez lateral.....	15
Figura 2. 4. Relación entre la fuerza interna y la rigidez lateral.....	15
Figura 2. 5. Modelos de marco de aluminio y plexiglás montados sobre una mesa vibradora.....	16
Figura 2. 6. Vibración libre de un sistema sin amortiguación.....	17
Figura 2. 7. Vibración libre de sistemas subamortiguados, críticamente amortiguados y sobreamortiguados.....	19
Figura 2. 8. Efectos del amortiguamiento sobre la vibración libre. ....	20
Figura 2. 9. Efectos del amortiguamiento sobre la frecuencia de vibración natural. ....	21
Figura 2. 10. Modos naturales de vibración .....	22
Figura 2. 11. Formación de rotulas y colapso de edificios con piso blando.....	25
Figura 2. 12. Edificio construido con sistemas de muros de ductilidad limitada .....	26
Figura 2. 13. Edificio construido con sistema estructural de pórticos con muros de relleno .....	27
Figura 2. 14. Edificio construido con sistema estructural dual. ....	28
Figura 2. 15. Curva típica de respuesta estructural para sistemas sujetos a cargas horizontales.....	29
Figura 2. 16. Variaciones de área $A$ y momento de inercia $I$ para viga (izquierda) y columna (derecha) .....	31
Figura 2. 17. Grietas por punzonamiento .....	32
Figura 2. 18. Evolución de una fisura de momento flector y por flexión.....	32
Figura 2. 19. Evolución de una fisura de esfuerzo cortante .....	33
Figura 2. 20. Grietas por torsión.....	33
Figura 2. 21. Ejemplo de grietas por compresión.....	34
Figura 2. 22. Grietas de adherencia. ....	34
Figura 2. 23. Grietas por corrosión en el acero. ....	35
Figura 2. 24. Grietas por asentamiento plástico del concreto fresco.....	35

Figura 2. 25. Grietas en vigas por asentamiento de una columna interior de un pórtico. .....	36
Figura 2. 26. Grietas por retracción en una viga. ....	36
Figura 3.1. Esquema general del procedimiento seguido.....	41
Figura 3.2. Macrolocalización del departamento de Cajamarca.....	41
Figura 3.3. Zonificación del uso de suelo en Cajamarca.....	42
Figura 3.4. Ubicación del departamento de Cajamarca según el mapa de zonas sísmicas de la Norma E.030.....	42
Figura 3.5. Ubicación del edificio multifamiliar.....	43
Figura 3.6. Distribución arquitectónica del edificio multifamiliar.....	44
Figura 3.7. Opciones de inicio de modelo. ....	45
Figura 3.8. Definición de grillas.....	46
Figura 3.9. Definición de materiales. ....	47
Figura 3.10. Definición de barras de acero.....	48
Figura 3.11. Definición de columnas. ....	49
Figura 3.12. Definición de vigas. ....	49
Figura 3.13. Definición de losa aligerada en dos direcciones.....	50
Figura 3.14. Definición de losa maciza. ....	51
Figura 3.15. Definición de placa del ascensor.....	52
Figura 3.16. Modelado edificio multifamiliar con sistema estructural de pórticos.....	52
Figura 3.17. Modelado edificio multifamiliar con sistema estructural dual.....	53
Figura 3.18. Definición de patrones de carga.....	54
Figura 3.19. Cargas aplicadas sobre vigas y losa. ....	55
Figura 3.20. Asignación de cargas para edificio modelo con sistema estructural de pórticos. ....	55
Figura 3.21. Asignación de cargas para edificio modelo con sistema estructural dual. .	56
Figura 3.22. Definición de mass source. ....	56
Figura 3.23. Espectro de diseño según el RNE E. 030.....	60
Figura 3.24. Caso de carga dinámico para el sismo en X e Y.....	61
Figura 3.25. Periodo fundamental del edificio modelo con sistema estructural de pórticos.....	63
Figura 3.26. Asignación del sismo estático en las direcciones X (arriba) e Y (abajo) para el edificio modelo con sistema estructural de pórticos.....	65
Figura 3.27. Cortante basal del edificio modelo con sistema estructural de pórticos. ...	66



Figura 3.28. Periodo fundamental del edificio modelo con sistema estructural dual.....	67
Figura 3.29. Asignación del sismo estático en las direcciones X (arriba) e Y (abajo) para el edificio modelo con sistema estructural dual. ....	68
Figura 3.30. Cortante basal del edificio modelo con sistema estructural dual .....	69
Figura 3.31. Cortante dinámico del edificio modelo con sistema estructural de pórticos .....	70
Figura 3.32. Cortante dinámico del edificio modelo con sistema estructural dual .....	71
Figura 3.33. Modos de vibración del edificio modelo con sistema estructural de pórticos .....	74
Figura 3.34. Modos de vibración del edificio modelo con sistema estructural dual .....	76
Figura 3.35. Derivas inelásticas del edificio modelo con sistema estructural de pórticos .....	78
Figura 3.36. Derivas inelásticas del edificio modelo con sistema estructural dual .....	79
Figura 3.37. Cortante basal del edificio modelo con sistema estructural de pórticos ....	80
Figura 3.38. Definición de load case del edificio modelo con sistema estructural aporticado .....	81
Figura 3.39. Cortante basal del edificio modelo con sistema estructural dual .....	81
Figura 3.40. Definición de load case del edificio modelo con sistema estructural dual	82
Figura 3.41. Sección de corte del primer piso del edificio modelo con sistema estructural de pórticos. (a) Sección de corte de columnas y placas. (b) Sección de corte de columnas. ....	84
Figura 3.42. Sección de corte del primer piso del edificio modelo con sistema estructural dual. (a) Sección de corte de columnas y placas. (b) Sección de corte de placas.. ....	86
Figura 3.43. Alturas consideradas en los modelos analizados .....	87
Figura 3.44. Secciones de columnas consideradas en los edificios con sistema estructural de pórticos.(a) columnas cuadradas de 90 x 90cm, (b) columnas rectangulares de 125 x 65cm y (c) columnas rectangulares de 65 x 125 cm .....	88
Figura 3.45. Secciones de columnas consideradas en los edificios con sistema estructural dual. .(a) columnas cuadradas de 70 x 70cm, (b) columnas rectangulares de 90 x 55cm y (c) columnas rectangulares de 55 x 90 cm.....	88
Figura 3.46. Inclusión de los factores de agrietamiento en columnas del edificio con sistema estructural de pórticos.....	89

Figura 3.47. Inclusión de los factores de agrietamiento en columnas del edificio con sistema estructural dual. ....	89
Figura 3.48. Inclusión de los factores de agrietamiento en vigas del edificio con sistema estructural de pórticos.....	90
Figura 3.49. Inclusión de los factores de agrietamiento en vigas del edificio con sistema estructural dual. ....	90
Figura 3.50. Inclusión de los factores de agrietamiento en muros del edificio con sistema estructural de pórticos.....	91
Figura 3.51. Inclusión de los factores de agrietamiento en muros del edificio modelo con sistema estructural dual.....	91
Figura 4.1. Periodo fundamental de los edificios con sistema estructural aporticado....	93
Figura 4.2. Periodo fundamental de los edificios con sistema estructural dual.....	93
Figura 4.3. Periodo fundamental considerando la variación de la altura .....	94
Figura 4.4. Diferencia relativa considerando la variación de altura .....	95
Figura 4.5. Diferencia relativa considerando la variación de rigidez en la dirección X-X .....	97
Figura 4.6. Diferencia relativa considerando la variación de rigidez en la dirección Y-Y .....	97
Figura 4.7. Diferencia relativa considerando el agrietamiento.....	99

## LISTA DE TABLAS

Tabla N° 3.1. Características de los edificios estudiados .....	43
Tabla N° 3.2. Propiedades de los materiales y dimensiones de los elementos estructurales .....	45
Tabla N° 3.3. Factores de zona.....	57
Tabla N° 3.4. Factor de suelo y periodos $T_P$ y $T_L$ .....	58
Tabla N° 3.5. Factor de uso.....	58
Tabla N° 3.6. Sistemas estructurales.. .....	59
Tabla N° 3.7. Pesos por pisos en edificios con sistema de pórticos .....	65
Tabla N° 3.8. Pesos por pisos en edificio con sistema dual .....	69
Tabla N° 3.9. Periodos de vibración en edificio modelo con sistema estructural de pórticos .....	72
Tabla N° 3.10. Periodos de vibración en edificio modelo con sistema estructural dual.	74
Tabla N° 3.11. Derivas inelásticas para el edificio modelo con sistema estructural de pórticos. ....	77
Tabla N° 3.12. Derivas inelásticas para el edificio modelo con sistema estructural dual. .....	78
Tabla N° 3.13. Cálculo del factor de escalamiento para la cortante mínima de diseño en sistemas estructurales de pórticos.....	80
Tabla N° 3.14. Cálculo del factor de escalamiento para la cortante mínima de diseño en sistema estructural dual .....	82
Tabla N° 3.15. Cortante en columnas y muros del edificio con sistema estructural aporticado .....	85
Tabla N° 3.16. Cortante en columnas y muros del edificio con sistema estructural dual .....	86
Tabla N° 4.1. Periodo fundamental considerando la variación de la altura .....	94
Tabla N° 4.2. Diferencia relativa considerando la variación de la altura.....	95
Tabla N° 4.3. Periodo fundamental considerando la variación de rigidez .....	96
Tabla N° 4.4. Diferencia relativa considerando la variación de rigidez.....	96
Tabla N° 4.5. Periodo fundamental considerando el agrietamiento .....	98
Tabla N° 4.6. Diferencia relativa considerando el agrietamiento .....	99

## RESUMEN

El periodo fundamental es el tiempo que demora un edificio en completar un ciclo de vibración y se calcula principalmente para conocer la respuesta dinámica que tendrá una construcción ante movimientos sísmicos. Depende de la masa y rigidez, pero es afectada principalmente por factores como la altura y agrietamiento. Se evaluaron dos edificios multifamiliares ficticios de 10 pisos, uno aporticado y otro dual; a los cuales se les modificó la altura, rigidez y agrietamiento, con el fin de determinar su influencia en el cálculo del periodo fundamental. Para la variación de la altura se consideraron edificios de cinco a diez pisos, en la variación de rigidez se optó por el cambio de secciones de columnas cuadradas a rectangulares y para el agrietamiento se consideró los valores establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones. En la evaluación de la respuesta dinámica de la estructura se consideró el modelo de base fija (empotramiento), realizando un análisis estático y dinámico espectral, según lo establece la NTP E.030 “Diseño Sismorresistente”. Se utilizó el programa ETABS v.16 como software de soporte. Los resultados muestran que cuando varía la altura, el primer modo disminuye en 11% para ambos sistemas estructurales; al cambiar la rigidez, aumenta en 11% en edificios aporticados y 6% en edificios duales y cuando se incluye el agrietamiento, aumenta hasta un 45% en el modelo aporticado y 35% en el dual.

**Palabras clave:** Periodo fundamental de vibración, modelo dinámico, análisis estático, análisis dinámico, rigidez, agrietamiento.

## ABSTRACT

The fundamental period is the time it takes a building to complete a vibration cycle and it is calculated mainly to know the dynamic response that a construction will have to seismic movements. It depends on the mass and stiffness, but is mainly affected by factors such as height and cracking. Two fictitious 10-story multifamily buildings were evaluated, one tiled and the other dual; to which the height, rigidity and cracking were modified, in order to determine their influence on the calculation of the fundamental period. For the variation of the height, buildings of five to ten floors were considered, in the variation of rigidity it was chosen to change the sections from square to rectangular columns and for the cracking the values established in the National Building Regulations were considered. In the evaluation of the dynamic response of the structure, the fixed base model (embedment) was considered, carrying out a static and dynamic spectral analysis, as established by the NTP E.030 "Seismic-resistant Design". The ETABS v.16 program was used as support software. The results show that when the height varies, the first mode decreases by 11% for both structural systems; by changing the stiffness, it increases by 11% in framed buildings and 6% in dual buildings and when cracking is included, it increases up to 45% in the framed model and 35% in the dual one.

**Key words:** Fundamental period of vibration, dynamic model, static analysis, dynamic analysis, stiffness, cracking.

# CAPÍTULO I

## INTRODUCCIÓN

### 1.1. Planteamiento del problema

Los edificios son estructuras elásticas que están en vibración continua, generalmente estas vibraciones son escasamente percibidas y pueden deberse principalmente al viento, los sismos, tránsito de vehículos pesados, etc.

Peralta, Reyes y Godínez (2009), definen la elasticidad como:

La propiedad que tienen los cuerpos de deformarse bajo la acción de fuerzas externas y de recuperar su forma una vez que desaparecen estas fuerzas; dentro de ciertos rangos, la deformación para todos los cuerpos es proporcional a la fuerza deformante aplicada. Por tanto, antes de alcanzar otra vez su estado de equilibrio, los cuerpos desarrollarán un cierto número de oscilaciones y cada cuerpo, dependiendo de su forma, de su masa, del material del que esté hecho, así como de las restricciones a que esté sometido, oscilará con ciertos periodos propios a los que, se los denomina frecuencias naturales. (p. 3)

De todas las posibles vibraciones que puedan presentarse en los edificios, las más devastadoras son las producidas por los sismos.

El Perú está ubicado en una zona denominada anillo o círculo de fuego, esta zona se caracteriza por presentar alta sismicidad, en el cual ocurren más del 80% de sismos de todo el mundo según el informe del servicio geológico de los Estados Unidos. (USGS, 2011, citado por Mosqueira, 2012, p.17) Por lo que Cajamarca, al ubicarse en la zona Nor –Oeste del Perú, tiene importantes posibilidades de sufrir un sismo de grandes magnitudes.

En una entrevista brindado por Hernando Tavera, del Instituto de Geofísica del Perú (Hernando, 2019) indica que en todo el 2019 se registraron alrededor de 20 sismos por día, de los cuales al menos el 10% pudo haber sido sentido por la población. (párr. 7)

De igual manera de Montserrat (2013), nos dice que durante un episodio sísmico fuerte las estructuras pueden ser afectadas debido a los excesivos esfuerzos a los que puede someterse los elementos estructurales resistentes que los componen, ocurriendo desde daños leves y reparables, hasta daños irreparables o incluso el colapso. (p. 15)

Domínguez (2014) señala que la respuesta dinámica de un edificio ante un sismo está relacionada con el período de vibración de las ondas sísmicas y su propio periodo de vibración. Si los dos períodos llegan a igualar sus valores, la edificación entrará en resonancia, aumentando significativamente sus deformaciones y aceleraciones, por lo que también se aumentarán los esfuerzos en sus elementos estructurales. (p. 1)

La resonancia es sumamente perjudicial para la estructura, pues le exige demasiada ductilidad, mucha más de la que ésta puede proveer, con lo que la estructura, buscará el modo de liberar la energía y generalmente lo hace de forma destructiva. (Yika, 2016)

Si estamos en un mundo y específicamente en un país sometido constantemente a fuerzas oscilantes, y además estamos rodeados de estructuras elásticas como son los edificios, es muy posible que en muchos casos los periodos de las fuerzas oscilantes coincidan con alguno de los periodos naturales de las estructuras generando de esta manera fenómenos de resonancia, como ejemplo se tiene el caso del puente de Broughton, el cual colapsó en 1831 en Manchester, Inglaterra.

De la misma manera (Peralta, et al. 2009) menciona que:

La ciudad está repleta de estructuras elásticas de pequeña, mediana y gran escala, como son edificios y puentes; la frecuencia de los sismos, es decir, la frecuencia con que se mueve el suelo, está ante todo en el rango de los 0.5 - 2 Hertz, son frecuencias relativamente bajas, pero las grandes masas de los edificios de más de 5 pisos de altura por su propia inercia tienden a tener frecuencias bajas y propician por tanto la ocurrencia del fenómeno de resonancia. En este caso la amplitud de las oscilaciones mecánicas de los edificios tiende a crecer tanto en cada ciclo que pueden llegar al punto de ruptura, tal como sucedió con muchos edificios en el gran terremoto de la ciudad de México en 1985. (p. 4)

Reboredo (1996) define al periodo fundamental como el mayor modo de vibración de todos los modos posibles de vibrar y generalmente es el primero en presentarse, por lo que la medición de este parámetro en una estructura es un procedimiento fundamental en el diseño sísmico; gracias a esta propiedad se puede determinar cuál será la respuesta que tendrá la estructura ante posibles movimientos que puedan presentarse.

Espinoza (1999) refiere que el primer modo también se puede emplear en la determinación del índice de daño que puede experimentar una edificación después de haber sufrido un sismo y también se puede emplear como control de calidad de una construcción.

Esta característica de los edificios depende de la rigidez y la masa de la estructura, y es afectada por muchos factores tales como: el nivel de agrietamiento del concreto, las dimensiones de las secciones de sus elementos estructurales, la altura, el nivel de carga axial, las cuantías de refuerzo y la regularidad de la estructura.

El Reglamento Nacional de Edificaciones, proporciona una ecuación para determinar el periodo fundamental de una estructura en función del sistema estructural que se esté utilizando en la dirección de análisis y la altura del edificio; esta fórmula empírica es inexacta, y generalmente proporciona valores menores a los reales; por lo que en las últimas décadas se vienen desarrollando investigaciones relacionadas al tema hallándose nuevas fórmulas como la propuesta por Chalah (2014) o la propuesta por Espinoza (2016), las cuales brindan resultados más próximos a los reales cuando se diseñan edificios con sistema estructural dual.

Este Reglamento tampoco detalla si el modelo sísmico se debe analizar considerando las secciones agrietadas de los elementos estructurales que lo componen, por lo que mayormente se realiza el análisis sísmico teniendo en cuenta las secciones de los elementos con su rigidez completa.

El agrietamiento siempre estará presente en el comportamiento de una estructura, ya sea bajo cargas de sismo o cargas de gravedad.

En este sentido, Priestley (2003) señala que la rigidez que pierde un edificio después de un evento sísmico no puede ser recuperada, por lo que se debería considerar el diseño con la rigidez efectiva. También Priestley (2003) especifica que cuando se realiza un análisis modal sin considerar el agrietamiento de los diferentes elementos estructurales que lo componen, no se puede obtener valores exactos para el periodo de vibración ya que puede proporcionar valores inexactos para la rigidez. (p. 18)

Por lo que, si una edificación se diseña sin considerar el agrietamiento, se obtendría una edificación de periodos bajos con una cortante en la base alta, como resultado de esto se obtendría una edificación con distorsiones altas y mayormente inaceptables. (Piqué, s.f ,p.3)



La rigidez de la estructura, está determinada principalmente por el sistema estructural que se utilice y las secciones de sus elementos estructurales; los principales sistemas estructurales empleados en Cajamarca para edificios de mediana altura son los sistemas aporticado y dual.

Debido a la enorme importancia que tiene la acertada determinación del periodo fundamental de vibración de los edificios y al poco estudio que se tiene sobre la influencia de los parámetros como la altura, rigidez y agrietamiento en su cálculo es que se realizó la presente investigación.

## **1.2. Formulación del problema**

### **1.2.1. Problema general**

¿Cuánto influye la variación de la altura, rigidez y agrietamiento en el cálculo del periodo fundamental de vibración en edificios con sistema estructural aporticado y dual?

### **1.2.2. Problemas específicos**

- ✓ ¿Cuánto varía el periodo fundamental considerando diferentes alturas en edificios con sistema dual y aporticado?
- ✓ ¿Cuánto varía el periodo fundamental al variar la sección de las columnas en edificios con sistema dual y aporticado?
- ✓ ¿Cuánto varía el periodo fundamental al considerar el agrietamiento en edificios con sistema dual y aporticado?
- ✓ ¿Qué variable analizada influye más en el cálculo del periodo fundamental de vibración en edificios con sistema estructural aporticado y dual?

## **1.3. Hipótesis**

### **1.3.1. Hipótesis general**

- ✓ Cambiar la altura, rigidez y agrietamiento en edificios multifamiliares con sistema estructural dual y aporticado, provocará un aumento en el periodo fundamental de 15% para la altura, 20% para la rigidez y 30% para el agrietamiento.

## **1.4. Objetivos de la investigación**

### **1.4.1. Objetivo general**

- ✓ Calcular la influencia de la variación de la altura, rigidez y agrietamiento en el periodo fundamental en edificios con sistemas estructural de pórtico y dual en Cajamarca.

### **1.4.2. Objetivos específicos**

- ✓ Realizar el análisis sísmico según el RNE E.030 “Diseño Sismorresistente” para un edificio multifamiliar.
- ✓ Calcular el periodo fundamental al considerar diferentes alturas en edificios con sistema dual y aporticado.
- ✓ Calcular el periodo fundamental al considerar la variación de rigidez por cambio en la sección de las columnas en edificios con sistema dual y aporticado.
- ✓ Calcular el periodo fundamental al considerar el agrietamiento en edificios con sistema dual y aporticado.
- ✓ Verificar que variable influye más en el cálculo del periodo fundamental de vibración.
- ✓ Describir y comparar los resultados obtenidos en los diferentes análisis y modelamientos con los obtenidos por otros investigadores.

## **1.5. Justificación de la investigación**

Para entender mejor la importancia de esta investigación se plantea las siguientes preguntas:

¿Por qué? El periodo fundamental es el principal parámetro en el diseño sísmico por el método dinámico modal, determinar su valor exacto es necesario porque nos permitirá conocer la respuesta del edificio antes, durante y después de que se produzca un movimiento sísmico en la localidad.

Este parámetro depende de la rigidez y la masa del edificio y es afectada por muchos factores como: la altura, las dimensiones de las secciones, el nivel de agrietamiento; conocer la relación entre estos factores y el periodo fundamental ayudaría a determinar mejor la respuesta del edificio ante los movimientos sísmicos.

¿Para qué? El cálculo del periodo fundamental se realiza para saber si el cálculo de las fuerzas sísmicas que se emplean en el diseño puede ser reducidas, con ello se disminuye el esfuerzo que debe tener la estructura, resultando todo en un diseño más económico, además

con este valor se podría determinar si el sistema se encuentra dentro del rango en el cual ocurre el fenómeno de resonancia.

¿Para quién es? Esta investigación puede servir como motivación para los ingenieros e investigadores que estén interesados en esta área, la cual tiene poco desarrollo en la región y el país. Además, puede servir como manual ya que describe los pasos para realizar el análisis de edificios en ETABS V16. También puede contribuir a mejorar la Norma E.030 - Diseño sismorresistente.

### **1.6. Alcances y delimitación de la investigación**

Se tomó como modelo inicial a dos edificios multifamiliares de 10 pisos, simétricos y regulares, con columnas de sección cuadradas y un área techada de 490 m<sup>2</sup> por nivel.

Estos edificios ficticios presentan la misma distribución arquitectónica en planta y altura, la diferencia entre ambos es el sistema estructural considerado; el primero presenta un sistema estructural aporticado y el segundo un sistema estructural dual.

Dichos edificios cumplen con los requisitos arquitectónicos reglamentarios y presenta las siguientes características: diez (10) niveles, el primer piso destinado a la cochera y en los pisos siguientes se tiene dos (02) departamentos en cada uno. Cada departamento cuenta con tres (03) dormitorios, dos (02) baños completos, un (01) baño para visitas, (01) sala – comedor, una (01) cocina y una (1) lavandería.

Para localizar el edificio se tomó en cuenta el Reglamento del Plan de Desarrollo Urbano de Cajamarca 2016 – 2026 (PDU), con lo cual se buscó una zona donde se pueda realizar un edificio multifamiliar de 10 pisos (30 metros); por lo que se optó como posible ubicación el terreno disponible entre la Av. La Cantuta y el Jr. Los Topacios en la Urbanización Villa Universitaria como se muestra en la figura N° 1.1.

Según el Estudio Mapa de Peligros de la ciudad de Cajamarca, elaborado por el Instituto Nacional de Defensa Civil INDECI-PNUDPER/02/051, identifica a dicha zona con un riesgo muy alto por presentar suelos lagunares de alta expansibilidad y aceleraciones sísmicas severas ante la probabilidad de un sismo de gran magnitud.

En función de la distribución arquitectónica y los parámetros de sitio se realizó un predimensionamiento, los valores obtenidos fueron modelados en el programa ETABS

V16. Como resultado se obtuvo el periodo fundamental, la cortante basal y las derivas máximas. Estas últimas excedían los valores permitidos, por lo que se realizó el cambio en la sección de las columnas, vigas y resistencia de concreto hasta cumplir con los requerimientos estructurales para cada edificio.



**Figura N° 1.1. Ubicación del proyecto (Adaptado de Google Earth, s.f.).**

Las variables (altura, rigidez y agrietamiento) se incluyeron en los modelos iniciales de 10 pisos (edificios modelos). Para la altura se consideró la disminución en el número de pisos, de 10 a 5 pisos, con lo cual se obtuvieron 6 modelos. Para la rigidez se consideró la variación de la sección de las columnas cuadradas a rectangulares teniendo en cuenta áreas equivalentes, logrando así 3 modelos. Para el caso del agrietamiento de los elementos estructurales se consideró los valores que ofrece el Reglamento Nacional de Edificaciones, los cuales son los siguientes:  $0.35I_g$  para vigas,  $0.70I_g$  para columnas y  $0.35I_g$  para placas, con lo que se consiguieron 2 modelos.

El parámetro principal obtenido de cada modelo fue el periodo fundamental de vibración con lo cual se analizaron 72 modelos; 36 para el sistema aporticado y 36 para el sistema dual.

Para el análisis sísmico se consideró que el tipo de suelo sea un S3, no se realizó un estudio de suelos, para este valor se tomó como referencia el estudio de suelo del Parque Polideportivo y Nuevo Coliseo de Cajamarca; se optó por este valor ya que ambas edificaciones presentan el mismo riesgo por encontrarse en la misma zona.

La autenticidad de los resultados se fundamenta en la aplicación del método de los elementos finitos, por tal motivo se trabajó con el programa ETABS V16, el cual cuenta con todo el respaldo internacional.

En esta investigación no se consideró la interacción suelo-estructura para la evaluación de la influencia de los modelos estructurales en el periodo de vibración.

También es necesario señalar que no se realizó el diseño en acero de los elementos estructurales tales como placas, losas y vigas.

## **1.7. Descripción general de los contenidos**

### **1.7.1. Capítulo I. Introducción**

En este primer capítulo se comentan los aspectos generales de la investigación, comienza con el planteamiento y formulación del problema; después, la hipótesis, objetivos y justificación y, por último, el alcance y delimitación de la investigación.

### **1.7.2. Capítulo II. Marco teórico**

El marco teórico es el segundo capítulo y comienza exponiendo los antecedentes, luego las bases teóricas y por último la definición de términos que sirvieron para el desarrollo de la investigación.

### **1.7.3. Capítulo III. Materiales y métodos**

El tercer capítulo comienza señalando los materiales y métodos empleados en la investigación, luego describe el procedimiento metodológico y por último describe las técnicas de procesamiento, análisis e interpretación de datos utilizados.

### **1.7.4. Capítulo IV. Análisis y discusión de resultados**

En este penúltimo capítulo se describe, explica y discute los resultados obtenidos de los modelos analizados en concordancia con los objetivos previamente establecidos; también se realiza una comparación entre los resultados obtenidos en este trabajo y las investigaciones detalladas en los antecedentes teóricos.

### **1.7.5. Capítulo V. Conclusiones y recomendaciones**

Conclusiones y recomendaciones es el último capítulo, en él se describen las conclusiones principales del trabajo de investigación y se proponen recomendaciones para futuros ingenieros que quieran indagar más en el tema tratado.

## CAPÍTULO II.

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1. Antecedentes teóricos

##### a) Antecedentes internacionales

En Colombia, **Domínguez (2014)** en su investigación “Períodos de vibración de las edificaciones”, realizó distintos ensayos utilizando acelerómetros instalados en modelos reducidos sometidos a oscilaciones unidireccionales en base al registro de aceleraciones versus frecuencias para determinar la influencia de la masa, rigidez de las columnas y altura de las edificaciones en el valor del periodo fundamental de las edificaciones. De esta forma analizó un total de 12 tipos de modelos, 6 con peso propio (m1) y 6 con peso propio y masa adicional (m2). Los resultados obtenidos muestran que a mayor altura mayor periodo de vibración, a mayor rigidez menor periodo de vibración y a mayor masa mayor periodo de vibración.

En Chile, **López y Music (2016)** en su investigación “Análisis del período y desplazamiento de edificios de hormigón armado considerando distintos grados de rigidez en sus elementos resistentes” estudiaron la relación entre los periodos en condiciones denominadas agrietadas y no agrietadas, para edificios altos de hormigón armado. Mediante el análisis sísmico determinaron los periodos principales y los desplazamientos a nivel de techo según la Norma chilena, consideraron inicialmente las secciones brutas de los elementos, luego incluyeron la rigidez a flexión en los muros estructurales. Llegando a la conclusión de que la relación entre los períodos agrietados y no agrietados de los edificios estudiados, es inferior a 1.5.

##### b) Nacional

En Lima, **Muñoz (2015)** realizó un estudio sobre la influencia del agrietamiento en la respuesta sísmica de estructuras de concreto armado, para lo cual realizó un estudio en 10 edificios a los cuales se les incluyó el agrietamiento. Con estos modelos comparó la influencia del agrietamiento en el periodo fundamental, los desplazamientos de la azotea, el índice de giro, fuerzas internas y juntas de separación del edificio. Llegando a la conclusión de que el agrietamiento influye directamente en los desplazamientos de respuesta, la fuerza cortante de diseño y el periodo fundamental.

### c) Local

En Cajamarca, **Quispe (2017)** en su investigación “Evaluación comparativa del análisis estructural entre los sistemas estructurales: pórticos y dual en un edificio tipo educacional”, comparó los resultados de la respuesta estructural de un edificio educativo usando dos sistemas estructurales, el de pórticos y el dual evaluado frente a solicitaciones sísmicas definidos en la Norma Sísmica E.030 y la E.060. Determinó que empleando el análisis sísmico estático para el modelo estudiado con un sistema estructural dual alcanza un periodo fundamental  $T=0.291s$ , siendo este un 80.6% menor que el modelo aporticado ( $T=0.361s$ ).

De igual manera, **Ramírez (2018)** en su tesis “Influencia del agrietamiento en la respuesta sísmica de edificios de concreto armado con sistema dual” determinó el comportamiento de edificios de 5, 6 y 7 pisos de concreto armado con sistemas dual frente a la ocurrencia de un evento sísmico, considerando el agrietamiento en las secciones de los elementos estructurales que los conforman. El agrietamiento fue incluido en el análisis sísmico, utilizando el programa ETABS. Para lo cual utilizó coeficientes que se encontraron dentro de un rango de valores que iba desde la inercia completa (factor de reducción de inercia=1) hasta una inercia reducida mínima (factor de reducción de inercia =0.1). Como parámetros de medición de la influencia del agrietamiento analizó: el periodo fundamental de vibración, el cortante en la base, la deriva máxima y por último la distribución de fuerzas internas. Los resultados analíticos mostraron que reduciendo los momentos de inercia considerando los coeficientes establecidos en el RNE E.060 el periodo fundamental de vibración se incrementa en un 30%, el cortante basal se reduce en un 5% y la deriva máxima de entrepiso se incrementa en un 60%.

## 2.2. Bases teóricas

### 2.2.1. Análisis del periodo fundamental de vibración

Reboredo (1996) indica que el periodo fundamental de vibración de edificios, llamado modo fundamental o primer modo es el primero que aparece en la mayoría de los métodos de análisis y generalmente da una buena descripción del comportamiento de las edificaciones sometidas a sismos. (p. 9)



Así mismo, Gómez (2002) define el periodo fundamental de la estructura como el parámetro principal para el diseño sísmico por el método dinámico modal – espectral. (p. 7)

Esta característica de los edificios depende de la rigidez y la masa de la estructura, y es afectada por varios factores entre los cuales tenemos: el nivel de agrietamiento del concreto, las dimensiones de las secciones de sus elementos estructurales, la altura, el nivel de carga axial, las cuantías del acero y la irregularidad de la estructura en planta o en altura. Al respecto Muria y Gonzales (1995) comentan que el no considerar la intervención de estos factores puede conducir a estimaciones poco confiables de los periodos de vibración de las edificaciones. (p. 43)

Para poder calcular el periodo fundamental de una estructura existen dos maneras, una teórica y otra práctica. De forma teórica se realiza un modelo simplificado para determinar las matrices de masa y rigidez y poder evaluar sus elementos. En la práctica se colocan instrumentos en la estructura real con el fin de identificar su período de vibración fundamental.

Para determinar los periodos de vibración se utilizan comúnmente ecuaciones simplificadas (Aristizábal-Ochoa, 1983; Chopra y Goel, 2000; Chun 2000; entre otras), o en el mejor de los casos se construyen modelos numéricos en los cuales se consideran ciertas hipótesis en algunos aspectos estructurales. (Carrillo, 2009)

#### **2.2.1.1. Enfoque teórico**

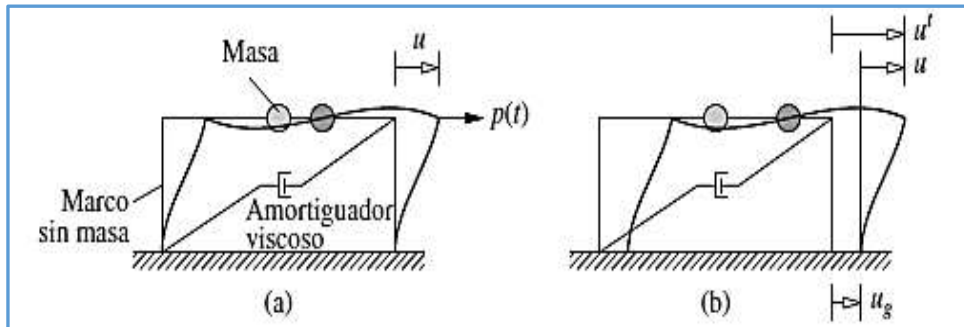
Para facilitar los cálculos se idealizan las estructuras de acuerdo a sus grados de libertad considerando el amortiguamiento o sin considerarlo, con lo cual tenemos:

- ✓ Sistemas de un grado de libertad en vibración libre sin amortiguación
- ✓ Sistemas de un grado de libertad en vibración libre amortiguada
- ✓ Sistemas de varios grados de libertad en vibración libre sin amortiguación
- ✓ Sistemas de varios grados de libertad en vibración libre amortiguada

De los casos anteriormente mencionados el más simple es el sistema con un grado de libertad, las ecuaciones obtenidas en este sistema son aplicables a los sistemas de varios grados de libertad.

## A) Sistemas de un grado de libertad

El sistema de un grado de libertad se muestra en la figura N° 2.1. Este sistema está compuesto principalmente de una masa  $m$  ubicada en el nivel del techo, un marco sin masa que brinda rigidez al sistema, y un amortiguador viscoso que disminuye la oscilación del sistema. Se supone que la viga y las columnas son indeformables axialmente. (Chopra, 2012, traducido por Murrieta, 2014, p.7).



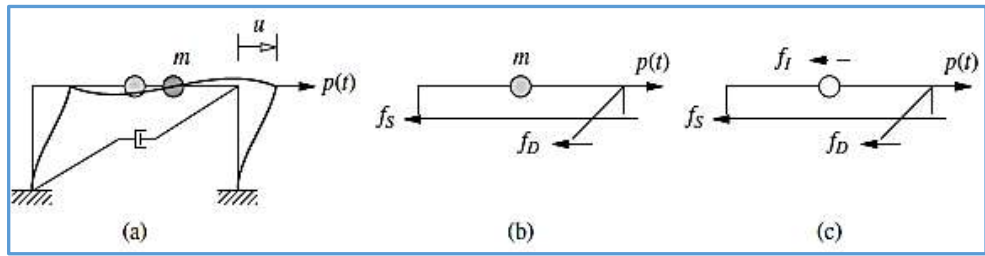
**Figura N° 2. 1. Sistema de un grado de libertad: (a) fuerza aplicada  $p(t)$ ; (b) movimiento del terreno inducido por un sismo. (Adaptado de Chopra, 2012, traducido por Murrieta, 2014).**

La fuerza externa  $p(t)$  y el movimiento del terreno  $u_g(t)$  inducido por un sismo son los tipos de excitaciones dinámicas externas consideradas en la figura N° 2.1. Para ambos casos  $u$  es el desplazamiento relativo entre la masa y la base de la estructura.

En la figura N° 2.2b se representan las fuerzas que actúan sobre la masa en un instante de tiempo dado. Estas son la fuerza de inercia  $f_I$ , la fuerza restauradora elástica o inelástica  $f_S$ , la fuerza de amortiguamiento  $f_D$  y la fuerza externa  $p(t)$ . Se considera que la fuerza externa es positiva en la dirección del eje  $x$  y que el desplazamiento  $u(t)$ , la velocidad  $\dot{u}(t)$  y la aceleración  $\ddot{u}(t)$  también son positivas en dicha dirección. (Chopra, 2012, traducido por Murrieta, 2014, p.14)

Del diagrama de cuerpo libre de la figura 2.2c, tenemos

$$f_I + f_D + f_S = p(t) \quad \dots (2.1)$$



**Figura N ° 2. 2. Diagramas de cuerpo libre. (Adaptado de Chopra, 2012, traducido por Murrieta, 2014).**

La ecuación de la fuerza elástica es:

$$f_s = Ku \quad \dots (2.2a)$$

Donde  $k$  es la rigidez lateral de la estructura y  $u$  es el desplazamiento relativo entre pisos.

La fuerza de amortiguación se define como:

$$f_D = c\dot{u} \quad \dots (2.2b)$$

Donde  $c$  es el coeficiente de amortiguamiento para la estructura y  $\dot{u}$  es la velocidad relativa entre pisos.

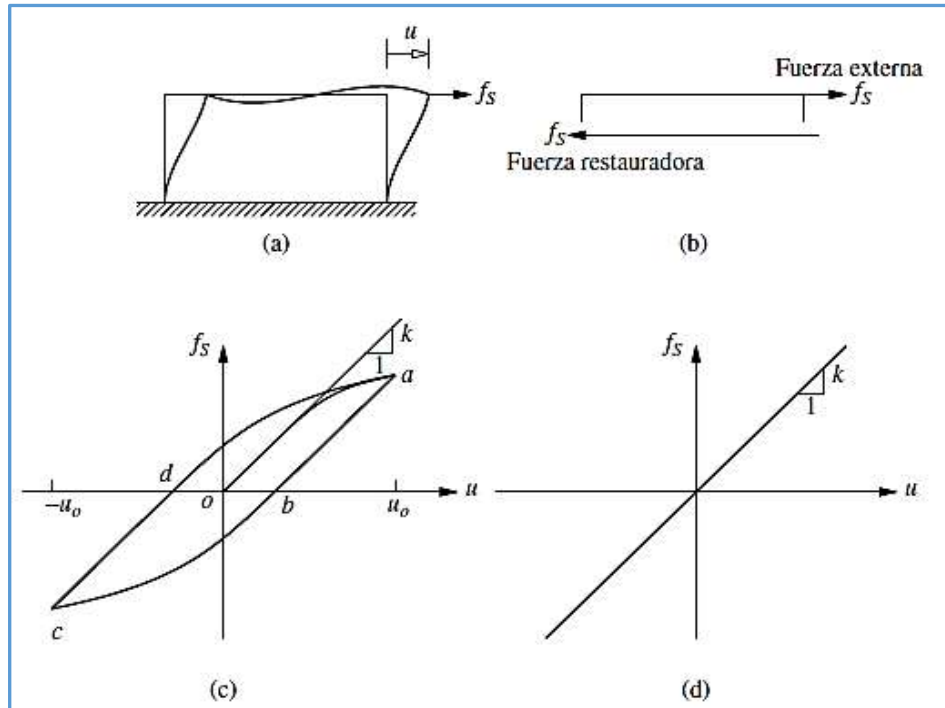
Como se muestra en las figuras N° 2.3d y 2.4c la fuerza elástica está directamente relacionado al desplazamiento relativo y la fuerza de amortiguación a la velocidad relativa.

Aplicando la segunda ley de Newton para la fuerza de inercia y la aceleración  $\ddot{u}$  tenemos:

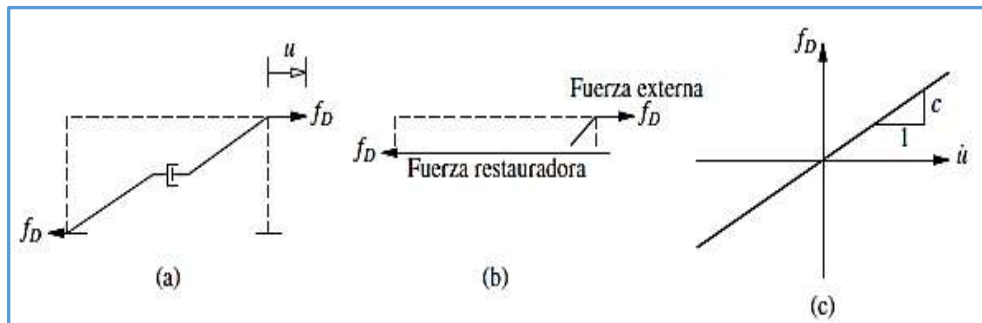
$$f_I = m\ddot{u} \quad \dots (2.2c)$$

Sustituyendo las ec. 2.2 en 2.1 resulta

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad \dots (2.3)$$



**Figura N° 2. 3. Relación entre la fuerza elástica y la rigidez lateral. (Adaptado de Chopra,2012, traducido por Murrieta, 2014).**



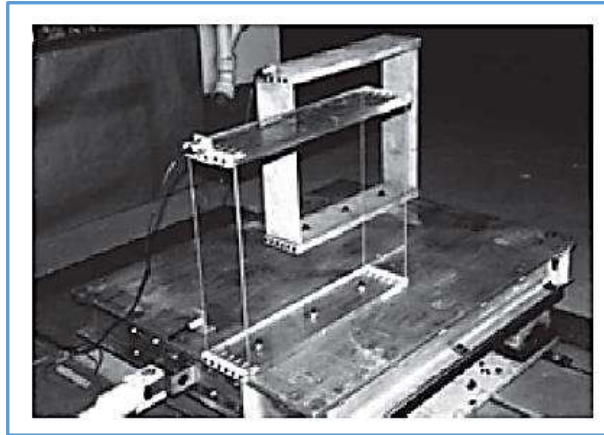
**Figura N° 2. 4. Relación entre la fuerza interna y la rigidez lateral. (Adaptado de Chopra, 2012, traducido por Murrieta, 2014).**

## B) Vibración libre

Chopra (2012) nos dice que una estructura está en vibración libre cuando es apartado de su posición de equilibrio estático y después se deja vibrar sin ninguna excitación dinámica externa. (Murrieta, 2014, p.39)

También Chopra, 2012, citado por Murrieta, 2014 señala que los resultados analíticos obtenidos a partir de datos experimentales de una estructura en vibración libre proporcionan

datos valiosos para poder determinar el periodo fundamental y el amortiguamiento, como los que se muestran en la figura N° 2.5.



**Figura N° 2. 5. Modelos de marco de aluminio y plexiglás montados sobre una mesa vibradora. (Adaptado de Chopra, 2012, traducido por Murrieta, 2014)**

Nota: modelos de marco de aluminio y plexiglás montados sobre una pequeña mesa vibradora que se usa para una demostración en clase de la Universidad de California en Berkeley.

### **B.1) Vibración libre no amortiguada**

Haciendo  $p(t) = 0$  y considerando un sistema sin amortiguamiento, es decir  $c=0$ ; la ec. 2.3 quedaría como:

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad \dots (2.4)$$

La vibración libre inicia cuando se saca al sistema de su posición de equilibrio estático, generando sobre la masa cierto desplazamiento  $u(0)$  y velocidad  $\dot{u}(0)$  para el tiempo cero se tiene

$$u = u(0) \quad \dot{u} = \dot{u}(0) \quad \dots (2.5)$$

La solución a la ecuación diferencial homogénea cuando se consideran las condiciones iniciales descritas en la ec 2.5 es:

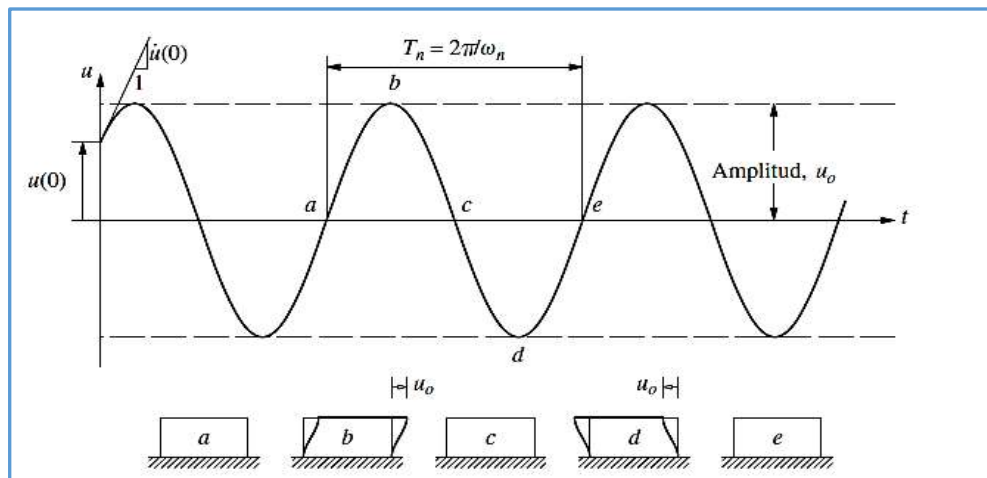
$$u(t) = u(0) \cos \omega_n t + \frac{\dot{u}(0)}{\omega_n} \sin \omega_n t \quad \dots (2.6)$$

Donde

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \dots (2.7)$$

La figura N° 2.6 es la gráfica de la ecuación (2.6), muestra que el sistema experimenta un movimiento oscilatorio libre alrededor de su posición de equilibrio estático y que este movimiento se repite luego de cada  $2\pi/\omega_n$  segundos.

Podemos notar que la porción a-b-c-d-e de la curva de tiempo-desplazamiento describe un ciclo de vibración libre del sistema. En a, el sistema se encuentra en su posición de equilibrio estático. Luego se mueve a la derecha, alcanzando su desplazamiento positivo máximo  $+u_0$  en b; para dicho momento su velocidad es cero y el desplazamiento comienza a decrecer, hasta llegar a su posición de equilibrio en c. Cuando está en c, su velocidad se hace máxima, por lo que la masa continúa moviéndose a la izquierda, llega hasta su desplazamiento mínimo  $-u_0$  en d. En este momento, la rapidez del sistema crece hasta llegar a ser cero, el desplazamiento vuelve a disminuir y llega a su posición de equilibrio en el punto e. Para el instante de tiempo e, se habrá completado un ciclo de vibración y empieza un nuevo ciclo, el cual tendrá una duración igual a la primera de  $\frac{2\pi}{\omega_n}$  como se muestra en la figura N° 2.6. (Chopra, 2012, traducido por Murrieta, 2014, p. 41)



**Figura N° 2. 6. Vibración libre de un sistema sin amortiguación. (Adaptado de Chopra, 2012, traducido por Murrieta, 2014).**

Chopra (2012) señala que “el tiempo requerido para que el sistema no amortiguado complete un ciclo de vibración libre es el periodo natural de vibración del sistema, que se denomina como  $T_n$  y cuyas unidades son segundos” (Murrieta, 2014, p.41). El periodo fundamental se relaciona con la frecuencia circular natural de vibración,  $\omega_n$ :

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad \dots (2.8)$$

Un sistema ejecuta  $1/T_n$  ciclos en 1 segundo. Esta frecuencia cíclica natural de vibración se define mediante

$$f_n = \frac{1}{T_n} \quad \dots (2.9)$$

Las unidades de  $f_n$  son hertz (Hz) (ciclos por segundo (cps));  $f_n$  está obviamente relacionada con  $\omega_n$  a través de

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} \quad \dots (2.10)$$

Las propiedades de vibración natural  $w_n$ ,  $T_n$  y  $f_n$  dependen sólo de la masa y rigidez de la estructura. El calificativo natural se emplea en la definición de  $\omega_n$ ,  $T_n$  y  $f_n$  para indicar que éstas son propiedades propias de la estructura cuando está en vibración libre. (Chopra, 2012, citado por Murrieta, 2014, p.41)

Debido a que el sistema es lineal, estas propiedades de vibración son independientes del desplazamiento y la velocidad inicial.

## B.2) Vibración libre amortiguada

Si  $p(t) = 0$  en la ec. (2.3), se obtiene la ecuación diferencial que rige la vibración libre de los sistemas de 1GDL con amortiguamiento:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad \dots (2.11)$$

Al dividir entre m resulta

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = 0 \quad \dots (2.12)$$

Donde  $\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$  cómo se ha definido anteriormente y

$$\zeta = \frac{c}{2m\omega_n} = \frac{c}{c_{cr}} \quad \dots (2.13)$$

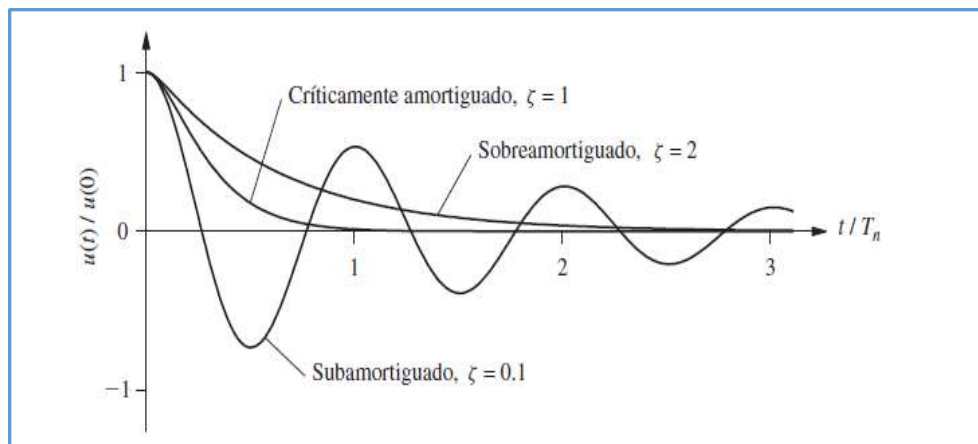
Se hará referencia a

$$c_{cr} = 2m\omega_n = 2\sqrt{km} = \frac{2k}{w_n} \quad \dots (2.14)$$

como el amortiguamiento crítico y  $\zeta$  a la fracción del amortiguamiento crítico. La constante de amortiguamiento  $c$  es una medida de la energía disipada en un ciclo de vibración libre o en un ciclo de vibración forzada armónica. Sin embargo, la fracción de

amortiguamiento es una característica del sistema que depende también de su masa y rigidez. (Chopra, 2012, citado por Murrieta, 2014, p.41)

La figura N° 2.7 muestra el movimiento  $u(t)$ , debido al desplazamiento inicial  $u(0)$  para tres valores de fracción de amortiguamiento. Si el sistema es subamortiguado oscila alrededor de su posición de equilibrio. Si el sistema es críticamente amortiguado vuelve a su posición de equilibrio sin oscilar. Si el sistema es sobreamortiguado no oscila y regresa a su posición de equilibrio a un ritmo más lento que el sistema subamortiguado. (Chopra, 2012, citado por Murrieta, 2014, p.41)



**Figura N° 2. 7. Vibración libre de sistemas subamortiguados, críticamente amortiguados y sobreamortiguados. (Adaptado de Chopra, 2012, traducido por Murrieta, 2014).**

El amortiguamiento crítico es el valor más pequeño de  $c$  que inhibe por completo la oscilación. Representa la línea divisoria entre el movimiento oscilatorio y no oscilatorio.

En este trabajo de investigación no se tratan los sistemas críticamente amortiguados ( $c = c_{cr}$ ) ni los sistemas sobreamortiguado ( $c > c_{cr}$ ), esto porque las obras de concreto armado presentan una fracción de amortiguamiento menor a 0.10.

### a) Sistemas subamortiguados

La solución de la ec. (2.11) para sistemas con  $c < c_{cr}$  o  $\zeta < 1$  es

$$u(t) = e^{-\zeta\omega_n t} \left[ u(0) \cos \omega_D t + \frac{\dot{u}(0) + \zeta\omega_n u(0)}{\omega_D} \sin \omega_D t \right] \quad \dots (2.15)$$

Donde

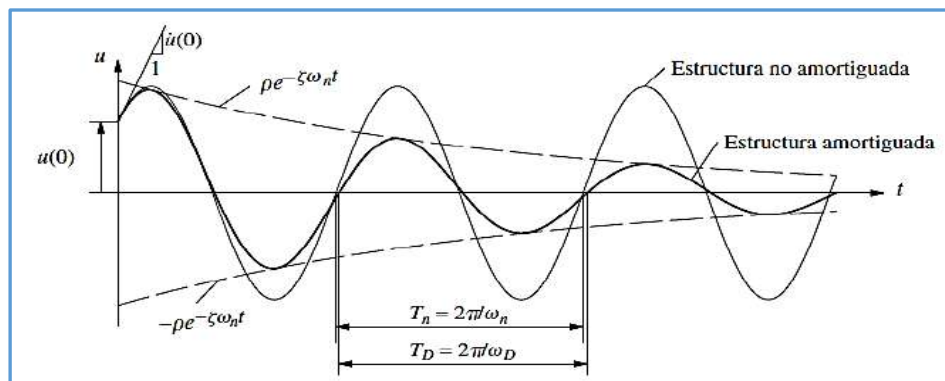
$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2} \quad \dots (2.16)$$



La ecuación (2.15) se muestra en la gráfica de la figura N° 2.8. Esta gráfica representa la vibración libre de un sistema de un grado de libertad considerando una fracción de amortiguamiento de 5%. Se realiza la comparación entre la vibración libre sin amortiguamiento y amortiguada. Se puede apreciar que el movimiento de ambos sistemas es generado por el mismo desplazamiento inicial  $u(0)$  y la misma velocidad inicial  $\dot{u}(0)$ . La ec. (2.15) y la figura N° 2.8 señalan que la frecuencia natural de vibración amortiguada es  $\omega_D$  y que se relaciona mediante la ec. (2.16) con la frecuencia natural  $\omega_n$  del sistema sin amortiguamiento. (Chopra, 2012, citado por Murrieta, 2014, p.50)

El periodo natural de vibración amortiguada,  $T_D = 2\pi/\omega_D$ , se relaciona con el periodo natural  $T_n$  sin amortiguamiento mediante:

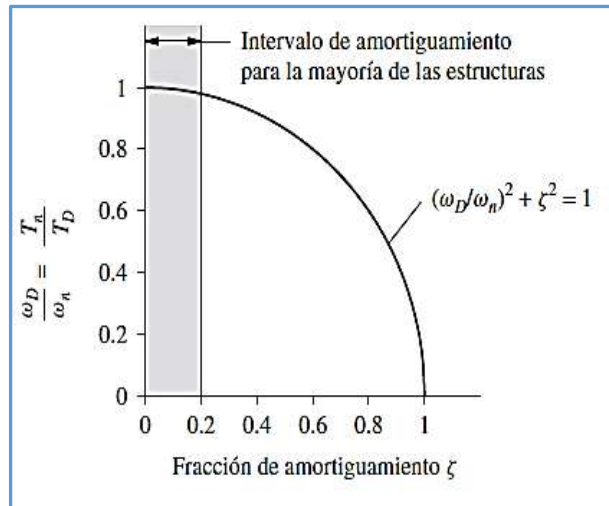
$$T_D = \frac{T_n}{\sqrt{1-\zeta^2}} \quad \dots (2.17)$$



**Figura N° 2. 8. Efectos del amortiguamiento sobre la vibración libre. (Adaptado de Chopra, 2012, traducido por Murrieta, 2014).**

Chopra (2012) nos dice que el amortiguamiento reduce la frecuencia natural de  $\omega_n$  a  $\omega_D$ , por lo que alarga el periodo natural de  $T_n$  a  $T_D$ . Estos efectos son despreciables para la mayoría de las estructuras, puesto que sus fracciones de amortiguamiento están por debajo de 20%. Como se presenta en la figura N° 2.9, donde la relación  $\frac{\omega_D}{\omega_n} = \frac{T_n}{T_D}$  se grafica contra el valor de  $\zeta$ . (Murrieta, 2014, p. 51)

Entonces se puede asumir que las propiedades amortiguadas  $\omega_D$  y  $T_D$  son aproximadamente iguales a las propiedades no amortiguadas  $\omega_n$  y  $T_n$ , respectivamente.



**Figura N° 2. 9. Efectos del amortiguamiento sobre la frecuencia de vibración natural. (Adaptado de Chopra, 2012, traducido por Murrieta, 2014).**

El análisis para edificios en el rango lineal se realiza generalmente incluyendo el primer modo de vibración por tener un coeficiente de participación superior. Por ello, el comportamiento de los modelos con un solo grado de libertad es perfectamente extrapolable a estructuras con varios grados de libertad,

Si el lector desea conocer más sobre un modelo de varios grados de libertad puede buscar esta información en autores como Bazán y Meli, 1990; Chopra, 2014; Ramiro 2001; entre otros.

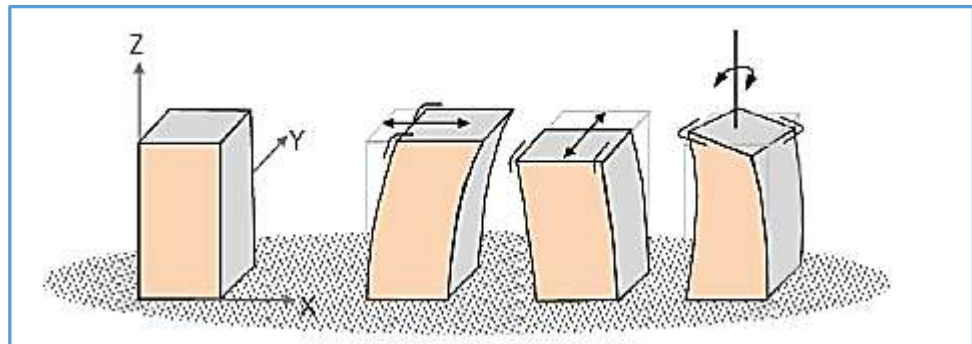
### C) Modos de vibración

Murty (2012) nos dice que el modo de vibración de una construcción es la forma deformada de dicha construcción cuando se agita en el periodo natural. Un edificio tiene muchos periodos de vibración y por ende tiene muchas formas de vibrar. En el modelo matemático, el edificio se discretiza en varios elementos; a las uniones de estos elementos se llaman nodos. Cada nodo es libre de moverse en las tres direcciones cartesianas y giran alrededor de los tres ejes cartesianos. (p. 29)

Hay tres modos básicos de oscilación, traslación a lo largo de la dirección X, traslación a lo largo de la dirección Y y rotación alrededor del eje Z. Edificios regulares se caracterizan por presentar modos puros a diferencia de edificios irregulares. Cada modo de vibración es independiente, ya que no puede ser obtenida mediante la combinación de otras formas de modos. (Murty, 2012, p.30)

Es importante tratar de mantener los edificios regulares, sin embargo, también se debe tener cuidado al localizar y dimensionar los elementos estructurales para que así evitemos que la torsión y los modos mixtos de oscilación participen en el movimiento oscilatorio global del edificio.

Como menciona Murty (2012) existe una infinidad de modos naturales de vibración, pero para efectos de ingeniería se considera traslación pura en X e Y y rotación perfecta alrededor del eje Z.



**Figura N° 2. 10. Modos naturales de vibración. (Adaptado de Murty, 2012).**

#### **2.2.1.2. Enfoque práctico**

Carrillo (2009) indica que existen tres tipos de pruebas experimentales para determinar las características dinámicas de las estructuras en escala real. La primera denominada Prueba de Vibración Ambiental (PVA), la cual se fundamenta en el uso de vibraciones que se producen en el medio ambiente como la generada por el tránsito de vehículos, el viento y el propio uso de la estructura. La segunda se denomina Prueba de Vibración Forzada (PVF); en este tipo de ensayos, la estructura es excitada por una fuerza constante generalmente producida por un motor los cuales cuentan con un control de velocidad preciso. El último método, denominado Prueba con Registros Sísmicos (PRS), consiste en registrar a través de acelerógrafos los movimientos provocados por los sismos. (p.42)

La principal diferencia entre las tres pruebas es la amplitud del movimiento empleada para calcular las propiedades dinámicas de la estructura. (Muriá y González, 1995). De igual forma Trifunac (1972) señala que para realizar una PVF se requiere mayor inversión en cuanto a tiempo y costo que la necesaria para efectuar una PVA, esto debido a que no se sabe con exactitud cuando sucederá un movimiento sísmico.

En las Pruebas de Vibración Ambiental (PVA), se graban las vibraciones generadas en las estructuras a causa de condiciones ambientales, lo que hace de este un método simple y rápido para la obtención de datos, además de tener la ventaja de permitir que se realicen con normalidad las actividades en los inmuebles. Empleando diferentes arreglos de acelerómetros localizados en distintos puntos de medición seleccionados, generalmente ubicados en la parte alta de la edificación, es posible determinar el periodo de fundamental. (Carrillo, 2009, p. 42).

Las principales aplicaciones del análisis de la respuesta dinámica de edificios usando PVA, se pueden agrupar como indica Durant et al, 1987, citado por Espinoza, 1999.

- ✓ Control de calidad de una obra: en edificios nuevos se realiza una medición instrumental para poder comparar los datos obtenidos con los valores utilizados en el diseño. De esta forma, se puede saber si hubo algún cambio significativo entre lo planeado y lo construido.
- ✓ Control de daños causados por un sismo, después de un temblor se realiza una medición en los edificios afectados, para poder determinar los deterioros estructurales importantes que sea necesario reparar.
- ✓ Verificación de reparaciones o modificaciones: se realiza una medición en edificios que hayan sido reparados o reforzados luego de haber sufrido daños estructurales, con el objeto de verificar si se han restituido las características originales.
- ✓ Control de una estructura durante su vida útil: se realizan mediciones periódicas en los edificios para determinar si hubo algún deterioro estructural importante. (p. 5)

### **2.2.2. El periodo de vibración fundamental y el Reglamento Nacional de Edificaciones**

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 nos dice que para cada dirección el periodo fundamental de vibración se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_t} \quad \dots (2.18)$$

Donde:

$C_t = 35$ , para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

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

$C_t = 45$ , para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

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

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

Alternativamente podrá usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i d_i^2)}{(g \sum_{i=1}^n f_i d_i)}} \quad \dots (2.19)$$

Donde:

- ✓  $f_i$ : es la fuerza lateral en el nivel i correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.
- ✓  $d_i$ : es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas  $f_i$ .

Los desplazamientos se calcularán suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura y para el caso de estructuras de concreto armado y de albañilería, considerando las secciones sin fisurar.

Cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales, el período fundamental T deberá tomarse como 0,85 del valor obtenido con la fórmula precedente.

### 2.2.3. Sistemas estructurales

Los sistemas estructurales son el conjunto de elementos resistentes que tienen como función principal soportar las cargas que actúan sobre la edificación y transmitirlas a los apoyos.

El tipo de sistema estructural que presenta una edificación depende principalmente de la geometría en planta y altura, la rigidez de sus elementos resistentes que la conforman y la distribución de las masas.

Durante los sismos se ha notado que las edificaciones que presentan irregularidades, son las que más daño han sufrido; es por eso que el RNE penaliza la utilización de configuraciones irregulares en altura y planta. Además, entre más sencilla sea la configuración, mejor es el modelo matemático de la estructura. (Rochel, 2012, p. 101).



**Figura N° 2.11. Formación de rotulas y colapso de edificios con piso blando. (Adaptado de San Bartolomé, s.f.).**

Los sistemas más comunes y que estipula el Reglamento Nacional de Edificaciones son las siguientes:

### **2.2.3.1. Edificaciones de muros de ductilidad limitada (EMDL)**

Son todas aquellas edificaciones que presentan un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada principalmente por placas de bajos espesores, en los que no es necesario contar con extremos confinados y además tienen refuerzo vertical dispuesto en una sola capa. (RNE E.030, 2018, p.14)

En este tipo de sistema los muros soportan cargas verticales y horizontales; los primeros se denominan cargueros y los segundos, estructurales. (Rochel, 2012, p. 103)

## **Ventajas**

- ✓ Económico, puede reducir hasta 50% el proceso constructivo en tiempos comparado con el sistema constructivo de albañilería confinada. (Vizconde, 2015, párr. 8)

## **Desventajas**

- ✓ No presenta un comportamiento óptimo en sismos de larga duración.
- ✓ Para la construcción de este tipo de viviendas se necesita tener mano de obra calificada y un mayor control de obra.
- ✓ Problemas térmicos debido a la poca capacidad aislante del concreto, estas edificaciones son calurosas en verano y frío en invierno.
- ✓ Con este sistema se puede construir como máximo ocho pisos. (Vizconde, 2015, párr. 8)



**Figura N° 2. 12. Edificio construido con sistemas de muros de ductilidad limitada. (Adaptado de Muñoz, 2004)**

### **2.2.3.2. Sistema de pórticos**

Rochel (2012) indica que un sistema aporticado está compuesto por vigas y columnas que soportan cargas verticales y horizontales, además de ser resistentes a momentos. Este tipo sistema es común en acero y en concreto reforzado. (p. 103)

## Ventajas

- ✓ Gran libertad en la distribución de los espacios internos del edificio.
- ✓ Disipan grandes cantidades de energía gracias a la ductilidad que poseen los elementos y la gran hiperestaticidad del sistema. (Egoavil, s.f., párr. 2)

## Desventajas

- ✓ El sistema en general presenta una baja resistencia y rigidez a las cargas laterales.
- ✓ Es difícil mantener las derivas bajo los requerimientos normativos.
- ✓ Su gran flexibilidad permite grandes desplazamientos, lo cual produce daños en los elementos no estructurales.
- ✓ Para los edificios con sistema de pórticos rígidos se estima que en zonas poco expuestas a sismos el límite puede estar alrededor de 20 pisos, y para zonas de alto riesgo sísmico alrededor de 10 pisos. (Egoavil, s.f., párr. 2)



**Figura N° 2. 13. Edificio construido con sistema estructural de pórticos con muros de relleno. (Adaptado de Ottazzi, 2004)**

El Reglamento Nacional de Edificaciones (2018) establece que en un sistema estructural aporticado, las columnas deben resistir al menos el 80 % de la fuerza cortante que actúa en la base. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para soportar una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez. (p. 14)



### 2.2.3.3. Sistema dual

Consiste en un pórtico tridimensional acoplado con muros estructurales, ambos de alta ductilidad y resistencia. En este sistema, las placas resisten por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base. (RNE E.030, 2018)

#### Ventajas

- ✓ Los pórticos pueden ser espaciados según los requerimientos arquitectónicos y los muros, generalmente se localizan en los ductos o en el perímetro, buscando simetría en planta para evitar efectos torsionales adicionales.
- ✓ Este sistema presenta una resistencia y rigidez lateral mayor al sistema aporticado, lo cual hace que sea muy eficiente para resistir fuerzas sísmicas; siempre y cuando haya una buena distribución de los elementos rígidos.

#### Desventajas

- ✓ Debe prestarse especial cuidado en cuanto a la distribución y configuración de los elementos rígidos, ya que puede causar concentraciones excesivas de esfuerzos en algunas zonas del edificio y una mala transferencia de cargas hacia la cimentación. (Egoavil, s.f., párr. 12).



**Figura N° 2. 14. Edificio construido con sistema estructural dual. (Recuperado de Ottazzi, 2004)**

#### 2.2.4. Altura

La altura de una edificación es la elevación sobre un terreno de cualquier elemento de naturaleza arquitectónica. Se puede calcular en metros y número de plantas, teniendo como puntos de referencia el nivel de la calle y la cobertura de la edificación. (Hernández, Núñez y Sánchez, 2008, párr. 1)

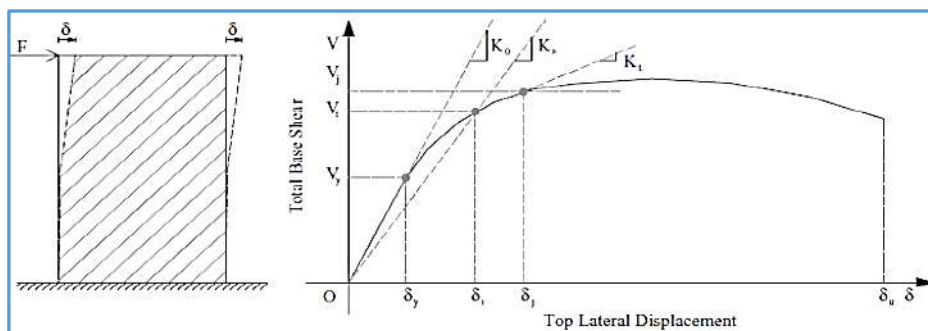
En Cajamarca, el Plan de Desarrollo Urbano (PDU, 2016) establece la altura máxima de la edificación en base al ancho de la calle y a la zona donde esté ubicado.

#### 2.2.5. Rigidez

Marte (2014) define a la rigidez como la capacidad que tiene un elemento o conjunto de elementos estructurales de resistir desplazamientos cuando está sujeto a cargas horizontales.

La rigidez se puede expresar como la relación entre la fuerza y desplazamiento de una estructura. En la figura N° 2.15,  $K_i$  es el producto de la cortante en la base  $V_i$  y su correspondiente desplazamiento lateral  $\delta$ . Gráficamente, se define como la pendiente de la tangente a un punto cualquiera en la curva típica de respuesta estructural. (p. 4)

La rigidez de un elemento depende de las propiedades de su sección, la longitud y condiciones de contorno y está en función del sistema estructural utilizado. En la figura N° 2.15,  $K_0$  es la pendiente inicial y representa la rigidez elástica de la estructura, mientras  $K_s$  es la rigidez secante correspondiente a un desplazamiento dado. La rigidez inicial  $K_0$  es mayor que la rigidez secante  $K_s$  para edificios de concreto armado. (Mylonakis y Gazetas, citado por Marte, 2014, p. 5)



**Figura N° 2. 15. Curva típica de respuesta estructural para sistemas sujetos a cargas horizontales. (Elnashi y Di Sarno, 2008, recuperado de Marte, 2014)**

Generalmente, algunos tipos de rigideces están definidos en función de las cargas a las que serán expuestas. De este modo, las estructuras que estarán afectadas mayormente a cargas verticales poseen rigidez vertical y las estructuras que serán afectadas por cargas laterales requieren de rigidez lateral; este último tipo de rigidez es el que se necesita para estructuras sísmicas. (Elnashai y Di Sarno, 2008, citado por Marte, 2014, p. 5). También, Marte (2014) nos dice que “la rigidez de un sistema busca satisfacer la funcionalidad de la estructura bajo cargas dinámicas. Alta deformabilidad (y por consiguiente baja rigidez) reduce la funcionalidad de la estructura.”. (p. 6)

Factores que influyen en la rigidez:

#### **a) Propiedades de los materiales**

Las principales propiedades de los materiales que influyen en la rigidez estructural es el módulo de corte (G) y el módulo de elasticidad. (E). (Elnashi y Di Sarno, 2008, citado por Marte, 2014, p. 6)

#### **b) Propiedades de la sección**

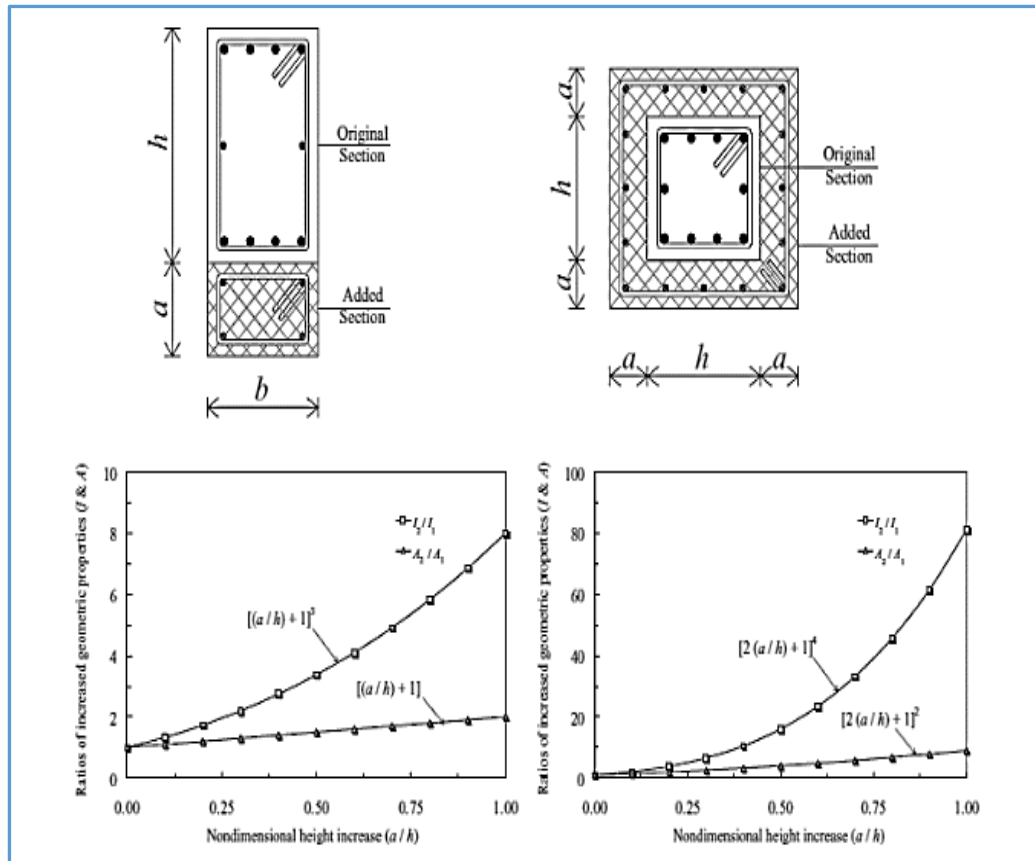
El área transversal, el momento de inercia y el momento torsional son las tres propiedades de la sección que influyen en la rigidez.

En la figura N° 2.16 se muestra la variación del área y momento de inercia debido al incremento del tamaño de la sección de la viga y columna. La sección original está representada por el subíndice 1 y para la nueva sección se emplea el subíndice 2. Al aumentar las secciones de los elementos estructurales, la variación de la inercia es mucho mayor que de área. (Elnashi y Di Sarno, 2008, citado por Marte, 2014, p. 6)

Si la sección transversal es de forma rectangular o I, influye notablemente en la rigidez lateral del sistema, ya que las inercias en ambos ejes serán diferentes. En zonas con alta presencia de sismos se recomienda conservar una relación de inercia entre los ejes próxima a la unidad debido a la incertidumbre que existe en la dirección del sismo.

#### **c) Propiedades del elemento estructural**

Las propiedades geométricas de los elementos que componen el sistema estructural influyen en la rigidez a cortante y horizontal. Los muros de concreto armado presentan mayor rigidez que las columnas. (Mylonakis y Gazetas, 2000, citado por Marte, 2014).



**Figura N° 2.16. Variaciones de área  $A$  y momento de inercia  $I$  para viga (izquierda) y columna (derecha). (Elnashi y Di Sarno, 2008, recuperado de Marte, 2014).)**

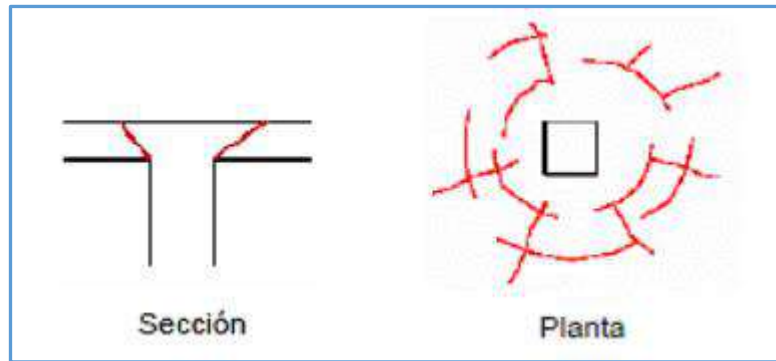
### 2.2.6. Agrietamiento

Las grietas son roturas que aparecen generalmente en la superficie del concreto producto del sobreesfuerzo que reciben los elementos estructurales como vigas o columnas. (Stuardo, 2008).

El agrietamiento representa una patología que puede afectar a elementos estructurales y no estructurales, su origen puede deberse a acciones físicas, mecánicas, químicas o biológicas. Los principales tipos de agrietamiento que pueden producirse en un elemento estructural son los siguientes:

#### a) Grietas por punzonamiento.

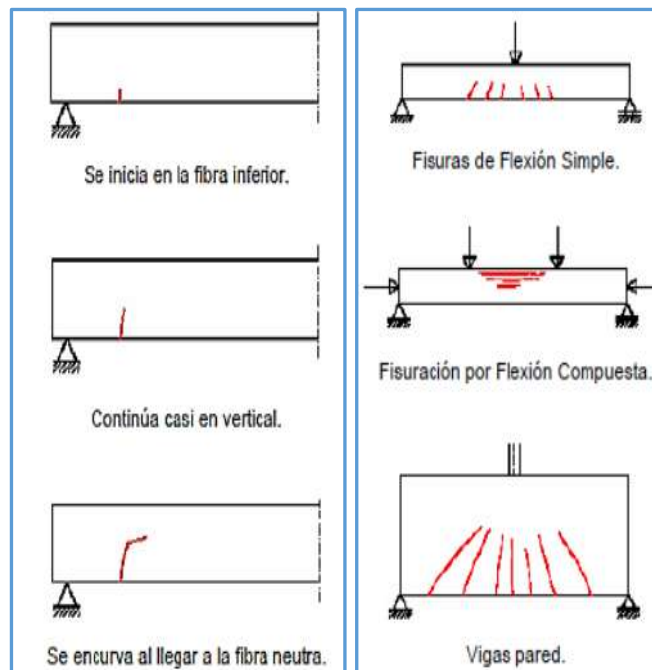
Carreño y Serrano (2005) indican que este tipo de fisuras se originan porque un área pequeña tiene que soportar grandes esfuerzos debido a cargas extensas. Suelen presentarse en ábacos de forjados reticulares y en las uniones de vigas planas con columnas.



**Figura N° 2.17. Grietas por punzonamiento. (Recuperado de Carreño y Serrano, 2005).**

**b) Grietas por flexión.**

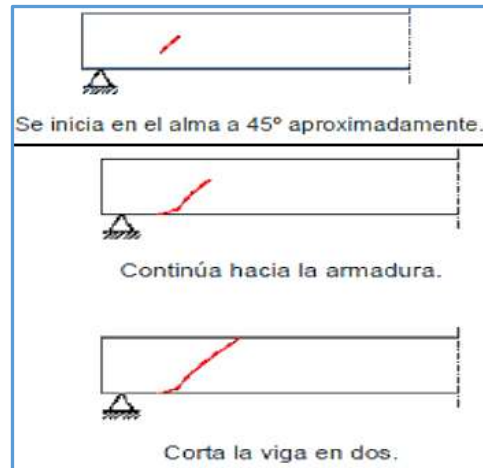
Los elementos estructurales expuestos a momentos flectores desarrollan grietas en la zona de tracción. Estas fisuras se desarrollan de forma vertical y perpendicular al elemento de refuerzo y progresan casi hasta el eje neutro de la sección para luego curvarse. (Ottazzi, 2004). Por ello, Carreño y Serrano (2005) indican que para poder reparar los elementos afectados por esfuerzos de flexión es necesario apuntalar y reforzar el área afectada.



**Figura N° 2.18. Evolución de una fisura de momento flector y por flexión. (Adaptado de Carreño y Serrano, 2005).**

### c) Grietas por cortante

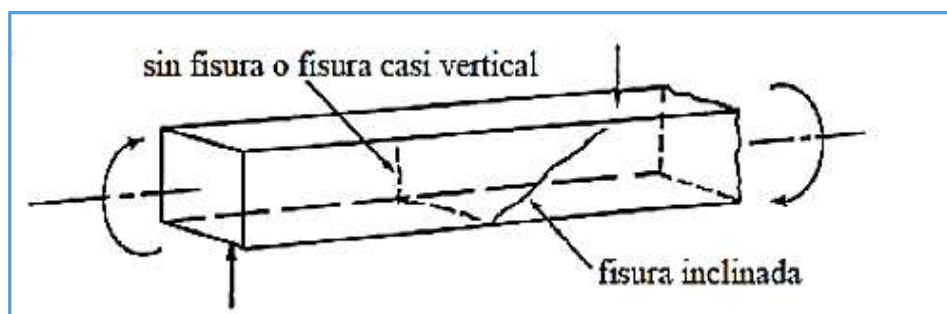
Son fisuras inclinadas que adoptan ángulos de  $45^\circ$  aproximadamente, aparecen cerca de los apoyos o zonas con presencia de cargas concentradas. Muchas de ellas se inician por flexión y luego se inclinan hasta alcanzar, en algunos casos, la zona comprimida de la viga. (Ottazzi, 2004)



**Figura N° 2. 19. Evolución de una fisura de esfuerzo cortante. (Recuperado de Carreño y Serrano, 2005).**

### d) Grietas de torsión.

Las fisuras originadas por esfuerzos de torsión tienden a rodear al elemento estructural. Si el elemento, también está afectado por esfuerzo de flexión y cortante, las grietas serán pronunciadas en la cara donde se adicionan los esfuerzos cortantes producto de la torsión y cortante y menos pronunciadas o ausentes, en la cara opuesta donde los cortantes se compensan. (Ottazzi, 2004, p. 83)



**Figura N° 2. 20. Grietas por torsión. (Adaptado de Ottazzi, 2004).**

### e) Grietas por compresión

Según Pérez (2000) estas fisuras se generan principalmente en columnas debido al esfuerzo que producen la aplicación de cargas verticales, son muy peligrosas porque presentan una evolución rápida y generalmente son difíciles de identificar. (p. 29)

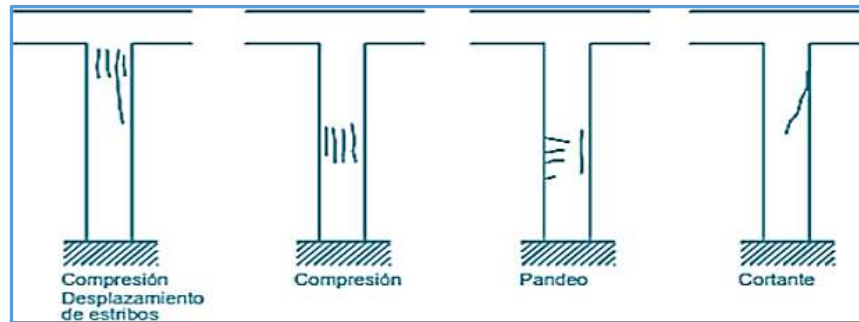


Figura N° 2. 21. Ejemplo de grietas por compresión. (Tomado de Pérez, 2000).

### f) Grietas de adherencia entre el concreto y el acero.

“Se suelen formar a lo largo del acero de refuerzo como producto de recubrimientos insuficientes o de esfuerzos de adherencia elevados. La grieta es paralela al refuerzo” (Ottazzi, 2004, p. 83)

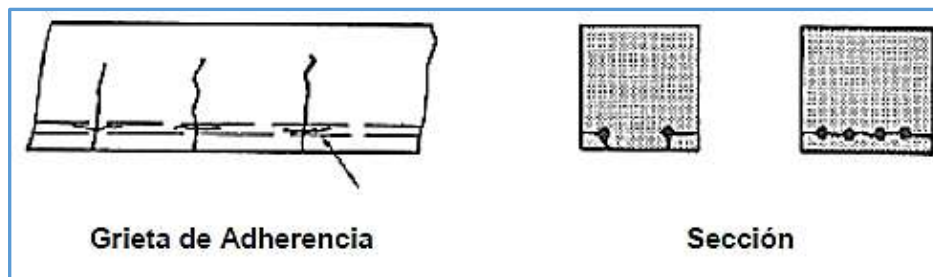


Figura N° 2. 22. Grietas de adherencia. (Tomado de Ottazzi, 2004).

### e) Grietas por corrosión

El óxido ocupa hasta 10 veces el volumen del metal por lo que las barras corroídas generan presiones radiales que empujan el concreto que las circunda, este empuje puede conducir a la pérdida del recubrimiento. (Ottazzi, 2004, p. 83) Las grietas por corrosión aparecerán paralelas a lo largo de las armaduras y las fisuras se presentan manchadas, haciendo fácil su identificación. (Pérez, 2000, p. 31)

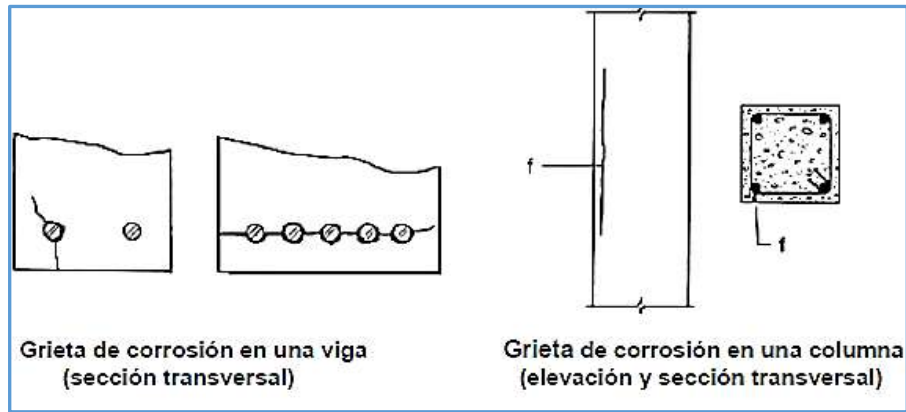


Figura N° 2. 23. Grietas por corrosión en el acero. (Adaptado de Ottazzi, 2004).

**f) Grietas por asentamiento plástico del concreto fresco.**

Generalmente son causados por la pérdida de agua que sufren los elementos estructurales después del vaciado del concreto, por lo que los materiales pueden experimentar asentamiento plástico y/o contracción plástica. (Pérez, 2000)

Ottazzi (2004), señala que con una correcta dosificación del concreto y recubrimientos apropiados se puede eliminar este tipo de agrietamiento.

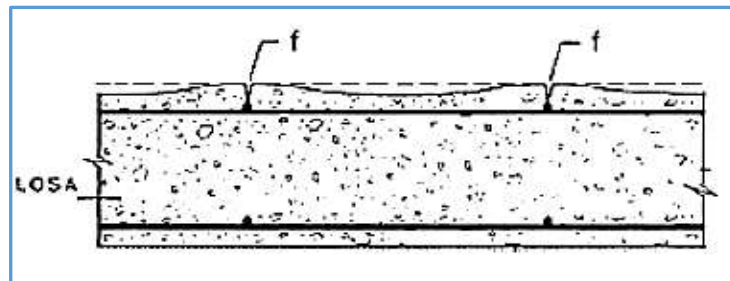


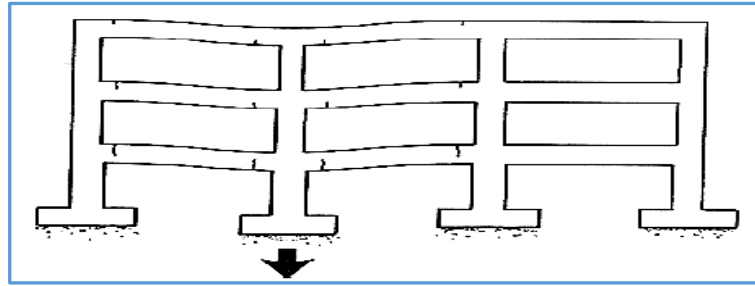
Figura N° 2. 24. Grietas por asentamiento plástico del concreto fresco. (Adaptado de Ottazzi, 2004).

**h) Grietas por deformaciones impuestas.**

En esta categoría se encuentra el agrietamiento causado por el asentamiento excesivo, retracción del concreto o cambios de temperatura. (Ottazzi, 2004)

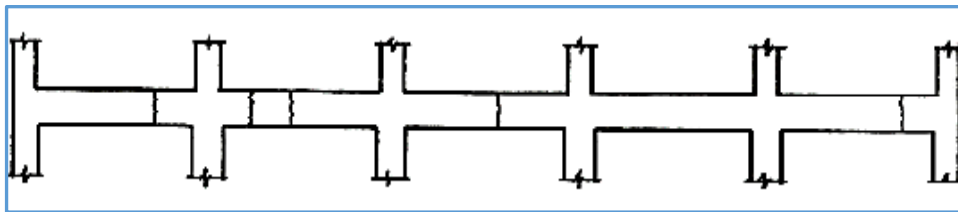
Las fisuras causadas por asentamiento excesivo son frecuentes y generalmente suponen problemas difíciles y costosos de resolver, por lo que se deben evitar realizando un adecuado estudio de suelos. (Carreño y Serrano, 2005)





**Figura N° 2. 25. Grietas en vigas por asentamiento de una columna interior de un pórtico. (Recuperado de Ottazzi, 2004).**

Las grietas por retracción se generan debido a la acelerada evaporación del agua de exudación, generado por aire seco y/o el exceso de sol. (Pérez, 2000, p. 20). En elementos como vigas, las grietas suelen presentarse cerca del centro y tercios de la luz; se caracteriza por ser casi verticales y extenderse por todo lo alto del elemento. (Ottazzi, 2004)



**Figura N° 2. 26. Grietas por retracción en una viga. (Adaptado de Ottazzi, 2004).**

Las variaciones de temperatura provocan dilataciones y contracciones en el concreto, los elementos más susceptibles a este tipo de fisuras son las losas de las cubiertas. (Stuardo, 2008)

Existen muchas causas de agrietamiento en elementos, los cuales pueden llegar ser estructurales o no estructurales. La Norma peruana E.060 (2016) establece factores de reducción del momento de inercia de la sección no agrietada para elementos estructurales, los cuales pueden ser usados al realizar un análisis general elástico de primer orden, con el fin de evaluar los desplazamientos laterales relativos del entrepiso.

Así, los factores especificados son de  $0.7 I_g$  para columnas,  $0.35 I_g$  en muros y  $0.35 I_g$  para vigas

### 2.3. Definición de términos

- ✓ **Amortiguamiento:** también denominado fricción interna, es el proceso mediante el cual la amplitud de la vibración libre disminuye de manera constante. (Chopra, traducido por Murrieta, 2014.)
- ✓ **Ductilidad:** capacidad que tiene la estructura para incursionar en el rango inelástico. (Rochel, 2012).
- ✓ **Elementos estructurales:** se conoce como elemento estructural a las diferentes partes en que se puede dividir una estructura atendiendo a su diseño. (Anónimo, 2011)
- ✓ **Grado de libertad dinámico:** grados de libertad que tienen asociada masa y para los cuales puede conocerse las vibraciones o movimientos a lo largo del tiempo. (Cassano, 2009)
- ✓ **Microzonificación sísmica:** es la división de una región o zona urbana en áreas más pequeñas, que presentan un cierto grado de similitud en la forma como se ven afectadas por los movimientos sísmicos, dadas las características de los estratos de suelo subyacente. (Gutiérrez, 2011)
- ✓ **Modos de vibración:** patrón o forma característica en el que vibrará un sistema estructural. (Chopra, traducido por Murrieta, 2014.)
- ✓ **Ondas sísmicas:** Son vibraciones que se propagan a través de la corteza terrestre causadas por la repentina liberación de energía en el foco. Se pueden clasificar en ondas de cuerpo (P y S) y superficiales (Love y Rayleigh). Las primeras se transmiten en el interior de la tierra, en todas direcciones. (Garay, 2017)
- ✓ **Periodo de vibración:** intervalo de tiempo necesario para que el sistema efectúe un ciclo completo de movimiento. (Braja, 2010)
- ✓ **Resistencia:** capacidad de un elemento o de un conjunto de elementos para contrarrestar acciones sin quebrarse o descomponerse. (Esparza, 2005)
- ✓ **Resonancia:** fenómeno mecánico en la cual la frecuencia natural del sistema se aproxima a la frecuencia de excitación. (Chopra, traducido por Murrieta, 2014.)
- ✓ **Rigidez:** capacidad de un elemento o un conjunto de elementos para oponerse a las deformaciones que le inducen las acciones aplicadas. (Esparza, 2005)
- ✓ **Sismo:** sacudida del terreno que se produce debido al choque de las placas tectónicas y a la liberación de energía en el curso de una reorganización brusca de materiales de la corteza terrestre. (Universidad de Costa Rica, 2015)
- ✓ **Vibración libre:** vibración de un sistema bajo la acción de fuerzas inherentes al propio sistema y en ausencia de fuerzas aplicadas externamente. (Braja, 2010)

## CAPÍTULO III

### MATERIALES Y MÉTODOS

#### 3.1. Materiales

##### 3.1.1. Población de estudio

Arias (2006) señala que la población o población objetivo, es un conjunto finito o infinito de elementos con características comunes para los cuales serán extensivas las conclusiones de la investigación.

Por lo que, para esta investigación se consideró como población de estudio o población objetivo a los sistemas estructurales tales como pórticos, duales, muros de ductilidad limitada, albañilería confinada, albañilería armada, mixtos y otros empleados en la construcción de edificios multifamiliares en el Perú y especialmente en Cajamarca.

##### 3.1.2. Muestra

Se realizó un muestreo no probabilístico intencional o por conveniencia donde los elementos son escogidos con base a criterios preestablecidos.

La muestra está constituida por edificios multifamiliares regulares de concreto armado con sistema estructural aporticado y/o dual, ubicado en la ciudad de Cajamarca.

Estos edificios multifamiliares se caracterizan por ser de cinco a diez pisos, presentar una distribución regular en planta y altura, tener en el primer piso cochera y en los otros pisos departamentos, presentar columnas cuadradas con placas en el ascensor y tener altura de piso constante.

##### 3.1.3. Unidad de análisis

La unidad de análisis corresponde a dos edificios multifamiliares regulares de 10 pisos cada uno, el primero con sistema estructural aporticado y el segundo con sistema estructural dual.

## **3.2. Tipo, nivel, diseño y método de investigación.**

### **3.2.1. Tipo y nivel de la investigación**

De acuerdo con el objetivo general planteado: “Calcular la influencia de la variación de la altura, rigidez y agrietamiento en el periodo fundamental en edificios con sistemas estructural de pórtico y dual en Cajamarca” la investigación se enmarcó en el nivel descriptivo, con un enfoque cuantitativo y naturaleza básica.

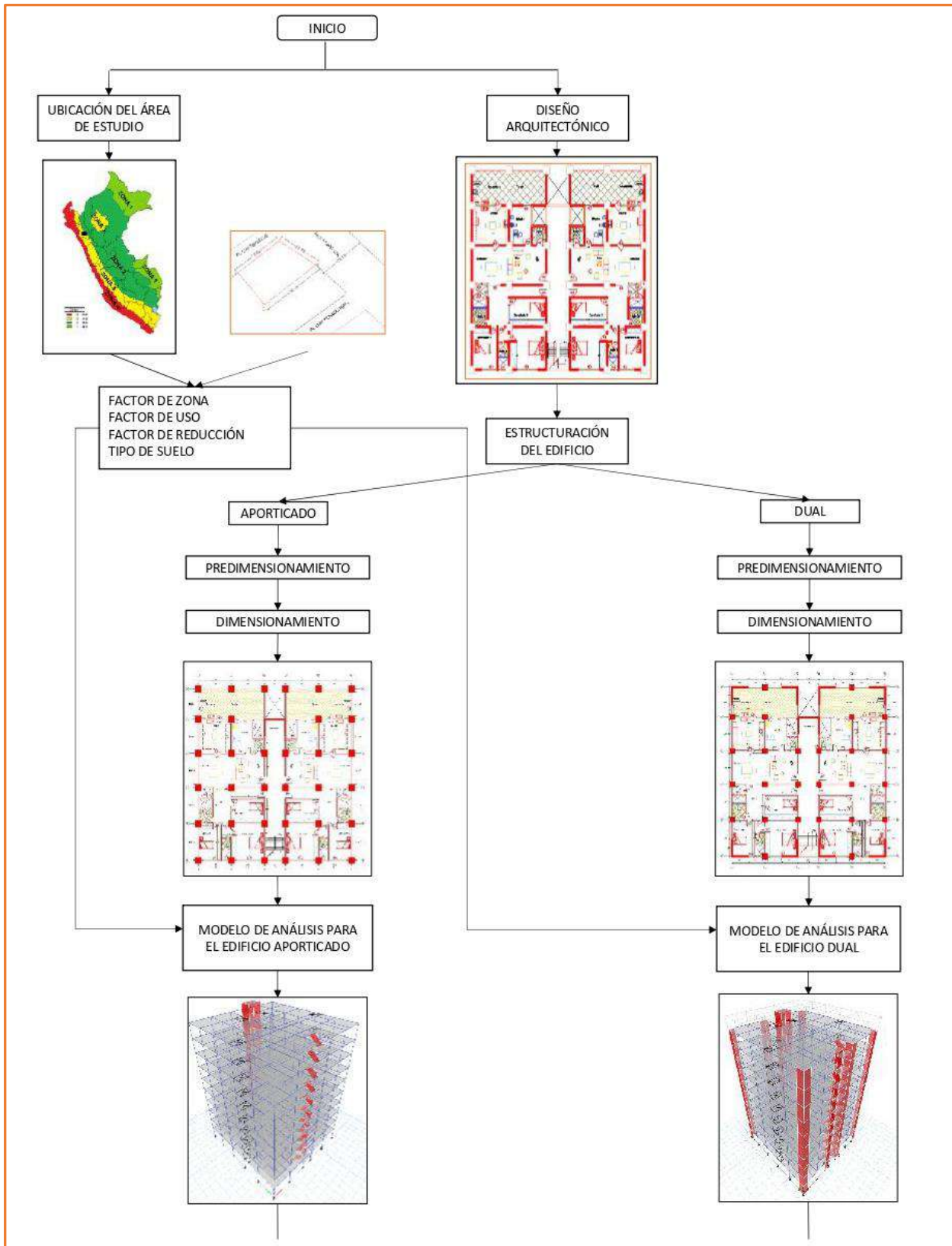
Primero se describen las características del edificio multifamiliar y su entorno, luego la información es procesada en base a la hipótesis y objetivos planteados y finalmente, los resultados son cuantificados, analizados y contrastados con investigaciones anteriores.

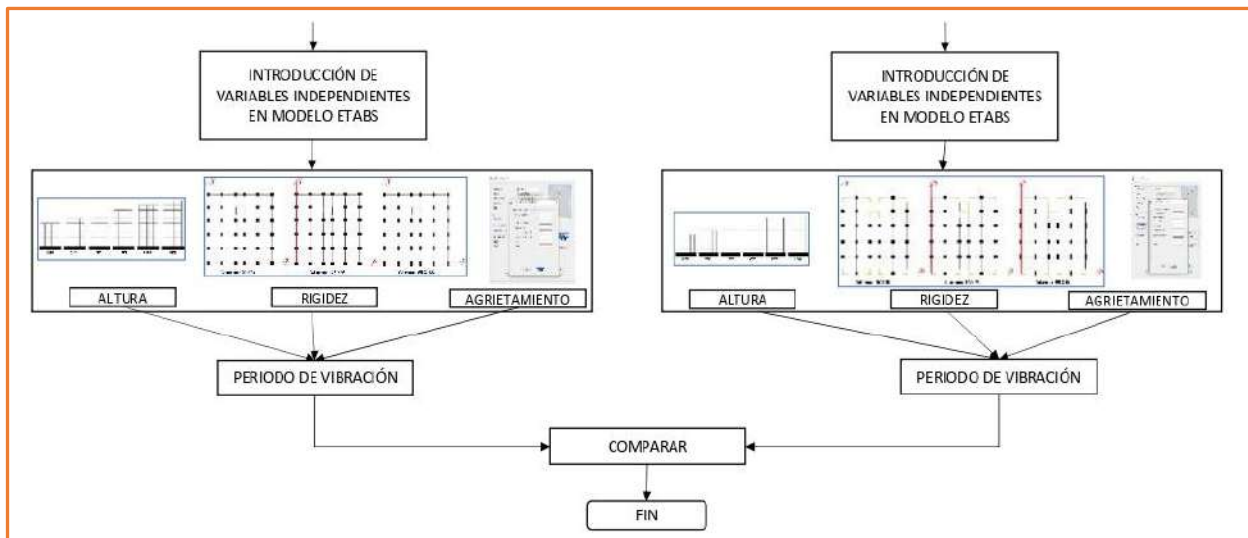
### **3.2.2. Diseño de la investigación**

La investigación tuvo un diseño no experimental debido a que las variables agrietamiento, altura del edificio y rigidez fueron incluidas únicamente considerando variaciones de estos, dichas variaciones fueron realizados con la ayuda del programa computacional ETABS.

### 3.3. Procedimiento

#### 3.3.1. Diagrama de procedimiento





**Figura N°3.1. Esquema general del procedimiento seguido.**

### 3.3.2. Ubicación geográfica de la investigación

Como ubicación geográfica se consideró el distrito, provincia y departamento de Cajamarca. Donde se realizó la proyección de una planta típica de edificios, la vivienda fue ubicado entre la Av. La Cantuta y Jr. Los Topacios en la Urbanización Villa Universitaria; esta zona es calificada como R-5, según el Plan de Desarrollo Urbano (PDU 2016 – 2026).



**Figura N° 3. 2. Macrolocalización del departamento de Cajamarca, (Google, 2009).**

Fue necesario indicar la ubicación referencial para poder definir el tamaño del edificio, por lo tanto, se consideró conveniente emplear una altura de 3 metros de entrepiso, cumpliendo así con la altura máxima especificada en el PDU.

Para los parámetros sísmicos de la ciudad de Cajamarca se tuvo en cuenta el mapa brindado por la Norma E.030 el cual se muestra en la figura N° 3.4



**Figura N° 3. 3. Zonificación del uso de suelo en Cajamarca. (Recuperado de PDU, 2016).**



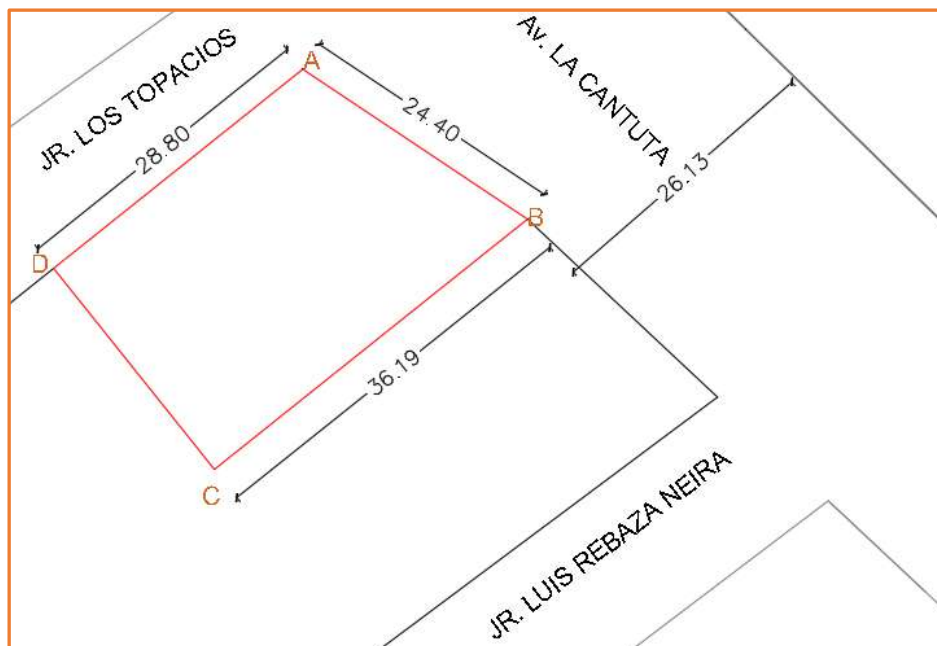
**Figura N° 3. 4. Ubicación del departamento de Cajamarca según el mapa de zonas sísmicas de la Norma E.030. (Recuperado de Reglamento Nacional de Edificaciones, 2018).**

### 3.3.3. Descripción del edificio estudiado

El edificio es de tipo multifamiliar con un área de terreno de  $755.48m^2$ . Donde se ha planteado tener 2 departamentos por piso y cada departamento cuenta con tres dormitorios (uno principal), un estar íntimo, una sala - comedor, una cocina y una lavandería; cómo se puede ver en la figura N° 3.6.

**Tabla N° 3. 1. Características de los edificios estudiados.**

ITEM	DESCRIPCIÓN
Tipo de proyecto	Edificio multifamiliar
Área de terreno	$755.48 m^2$
Ubicación	Urbanización Villa Universitaria
Zona Residencial	R-5
Altura de piso	3.00 m
Número de departamentos	2 departamentos por piso
Características de cada departamento	3 dormitorios, 1 sala - comedor, 1 cocina, 1, 3 baños, 1 estudio y 1 lavandería - tendal.
Otros ambientes	Hall, ascensor, cuarto de máquinas, cochera.



**Figura N° 3. 5. Ubicación del edificio multifamiliar.**



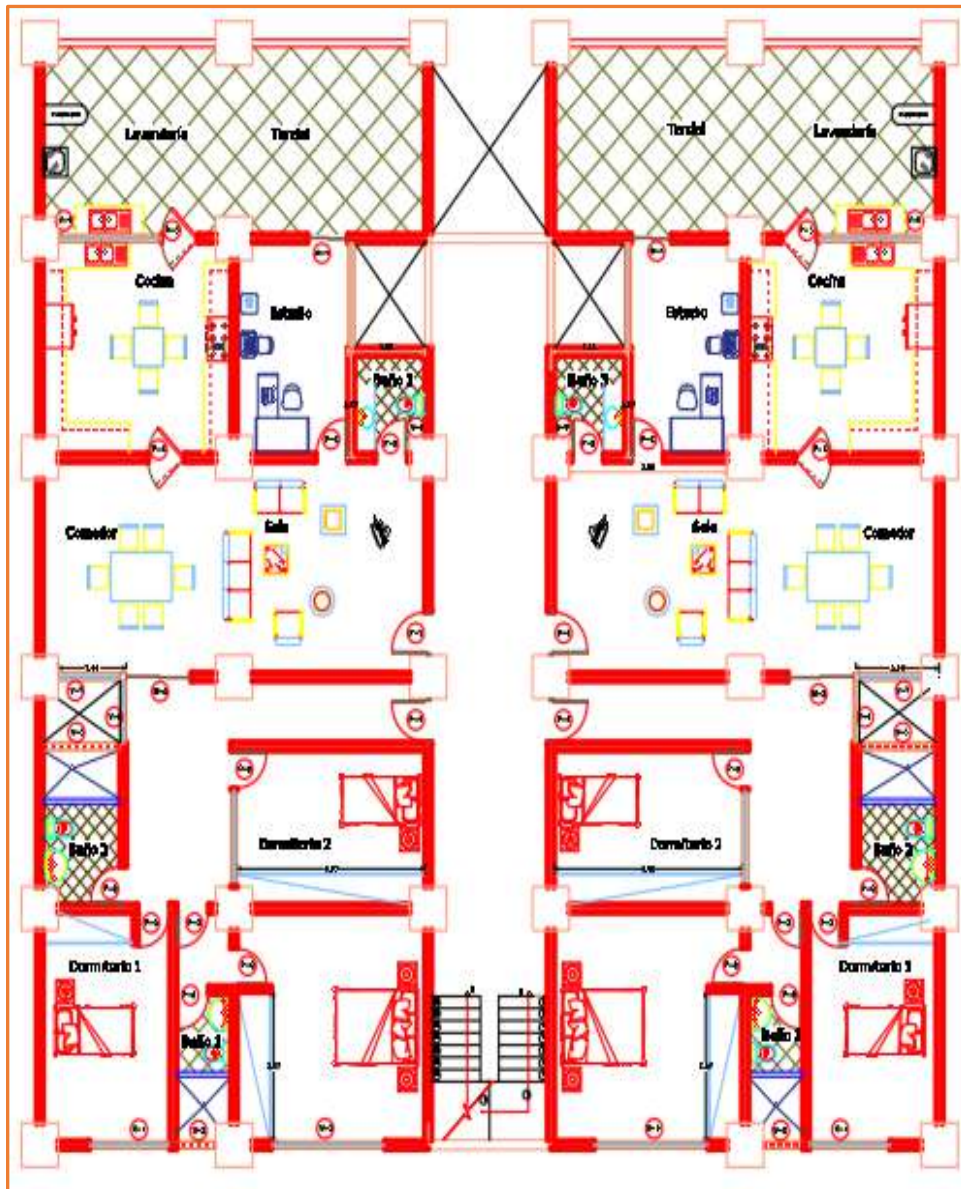


Figura N° 3. 6. Distribución arquitectónica del edificio multifamiliar.

### 3.3.4. Análisis estático y dinámico

#### 3.3.4.1. Modelo estructural

En primer lugar, se realizó un predimensionamiento para los edificios modelos, luego con los valores obtenidos se realizó un primer modelamiento empleando el programa ETABS V16; como resultado se obtuvieron derivas máximas, las cuales excedían los valores permitidos. Por lo que, se cambiaron las dimensiones de columnas, vigas y resistencia del concreto a fin de que los modelos cumplan los requerimientos mínimos del diseño y las condiciones estructurales para cada edificio (dimensionamiento). Los resultados del predimensionamiento se observan en el Anexo 7.

La tabla N° 3.2 muestra las propiedades de los materiales y dimensiones de los elementos estructurales utilizados en el programa ETABS V16.

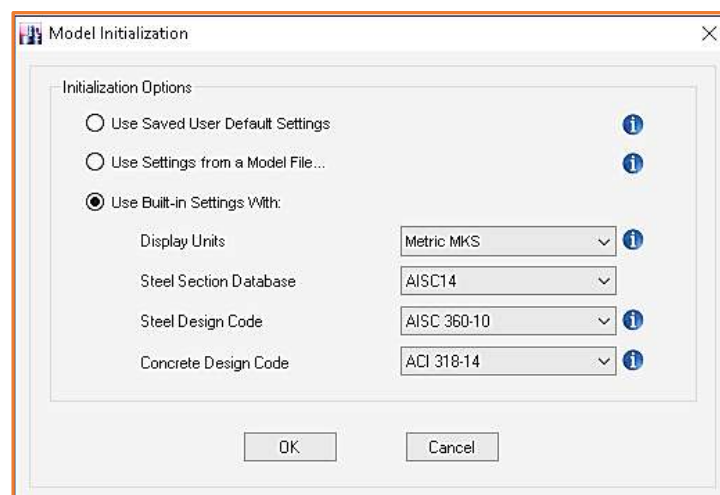
**Tabla N° 3. 2. Propiedades de los materiales y dimensiones de los elementos estructurales.**

Tipo	Descripción	Sistema estructural	
		Pórticos	Dual
MATERIAL	Resistencia concreto ( $f'c$ )	280.00 kg/cm <sup>2</sup>	
	Módulo de elasticidad (E)	2 510 000 t/m <sup>2</sup>	
	Esfuerzo de fluencia del acero ( $f_y$ )	4200 kg/cm <sup>2</sup>	
	Peso unitario del concreto	2400 kg/m <sup>3</sup>	
	Módulo de Poisson	0.2	
ELEMENTO ESTRUCTURAL	Secciones columnas	90 cm x 90 cm	70 cm x 70 cm
	Sección de vigas principales	35 cm x 60 cm	
	Espesor losa aligerada	20 cm	
	Espesor losa maciza	15 cm	
	Sección de placas	-	30 cm x 250 cm

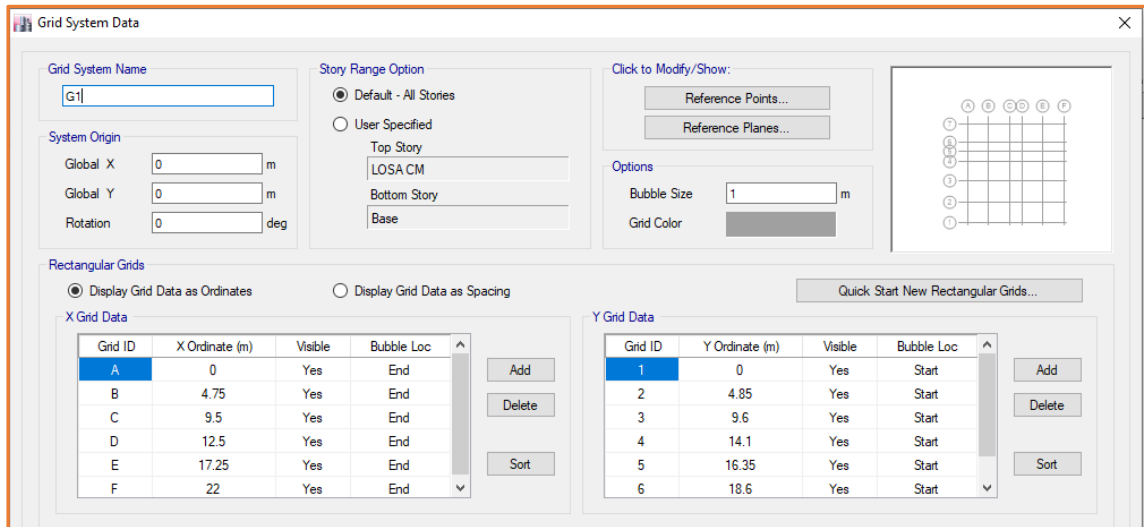
### 3.3.4.2. Modelamiento del edificio empleando ETABS 2016

#### A. Iniciamos un nuevo modelo

En el programa ETABS V16 se inicia un nuevo modelo en el cual se configuran las unidades a emplear (MKS) y las grillas dando las distancias entre ejes obtenidas del plano.



**Figura N° 3.7. Opciones de inicio de modelo.**



**Figura N° 3.8. Definición de grillas.**

## B. Materiales

Para acceder a la ventana de materiales se siguió la ruta **Define > Material properties... > Define Materials**. Después, se modificaron los materiales que vienen por defecto para el concreto haciendo clic en **“4000Psi > Modify / Show Material”**. Escribimos el nombre del material, luego se modificó las propiedades mecánicas y la resistencia a compresión del concreto haciendo clic en **“Modify / Show Material Property Design Data”**. El mismo procedimiento se empleó para el acero dando clic en **“A615Gr60 > Modify / Show Material”**. Se asignó el nombre de  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$  y posteriormente se modificaron las propiedades mecánicas y resistencia a compresión del acero haciendo clic en **“Modify / Show Material Property Design Data”**.

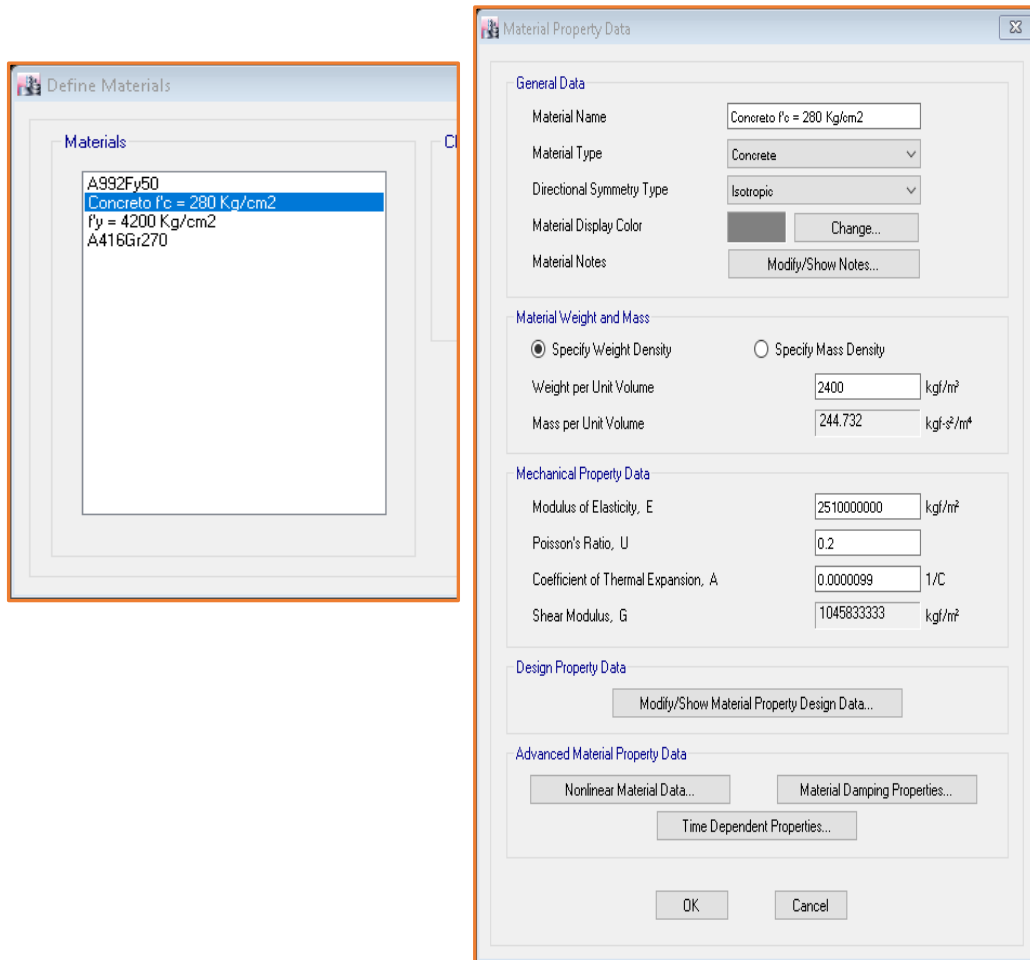
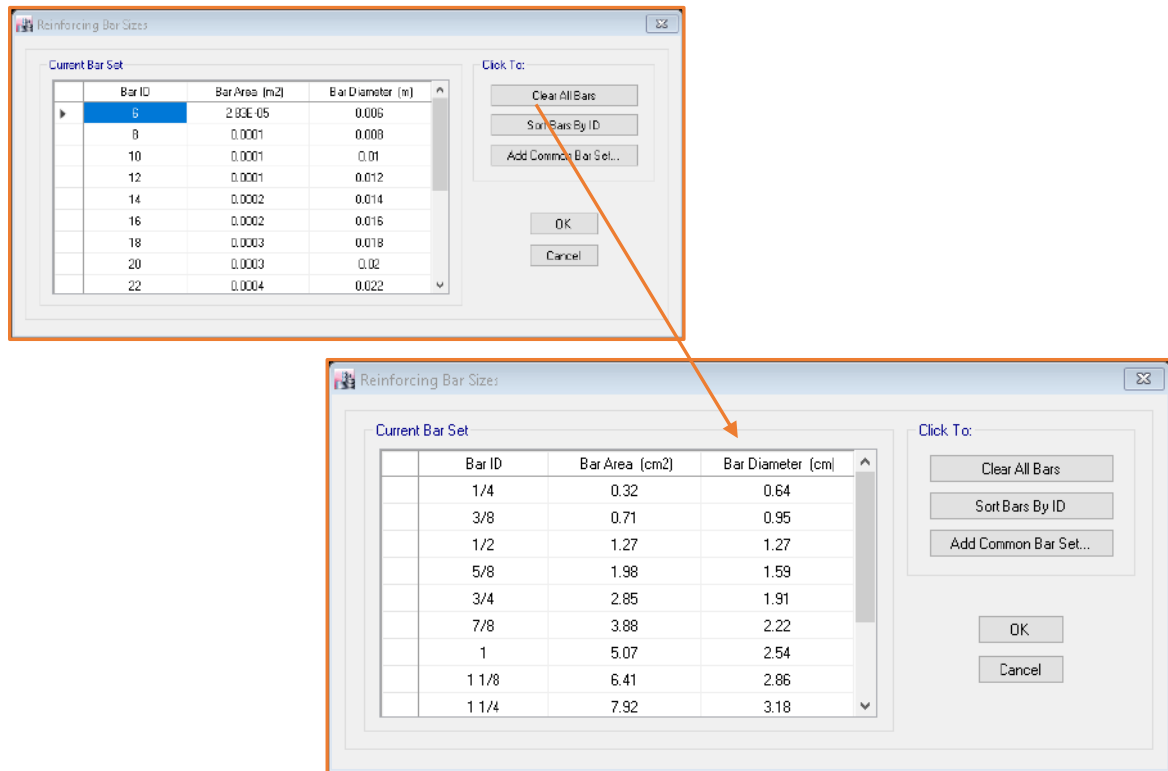


Figura N° 3.9. Definición de materiales.

### C. Elementos estructurales

Antes de definir las secciones de los elementos estructurales, se modificaron las dimensiones de las barras de acero que vienen por defecto en el programa por el tipo de barras empleadas en Perú. Para lo cual, se abrió la ventana **“Define > Section Properties > Reinforcing Bar Sizes”**. Luego, dando clic en **Add Common Bar Set...** y en la ventana **Select Common Rebar Set**, usando la U.S. Customary dando clic en **“OK”**. Con lo cual, se modificó la nomenclatura y dimensiones de las barras como se aprecia en la figura N° 3.10.



**Figura N° 3.10. Definición de barras de acero.**

Para definir las vigas y columnas estructurales se siguió la ruta “**Define/Section Properties > Frame Sections...**”. Después, haciendo clic en **Add New Property** se seleccionó una sección rectangular de concreto como se muestra en la figura N° 3.11.

En datos generales colocamos el nombre a las columnas, las denominaremos C (0.90 x 0.90); en las dimensiones de las secciones escribimos en **Depth** 90 cm y en **Width** 90 cm.

Para las vigas se realizó el mismo procedimiento utilizado en la definición de las columnas, en datos generales se colocó el nombre V (0.35 x 0.60) y en las dimensiones de las secciones se escribió en **Depth** 60 cm y en **Width** 35 cm; por último, en “**Modify / Show Rebar...**”. Para el tipo de diseño se marcó la casilla que dice “**M3 Design Only (Beam)**”.

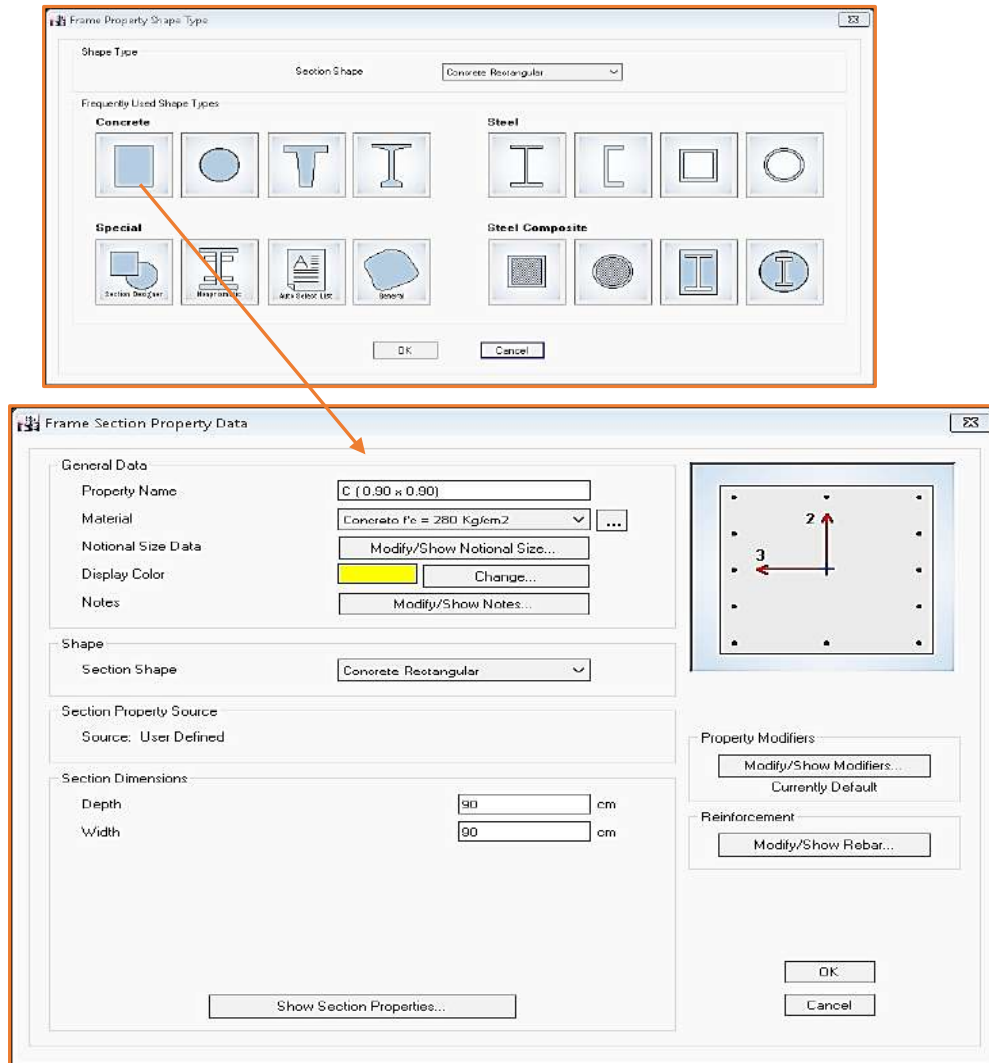


Figura N° 3.11. Definición de columnas.

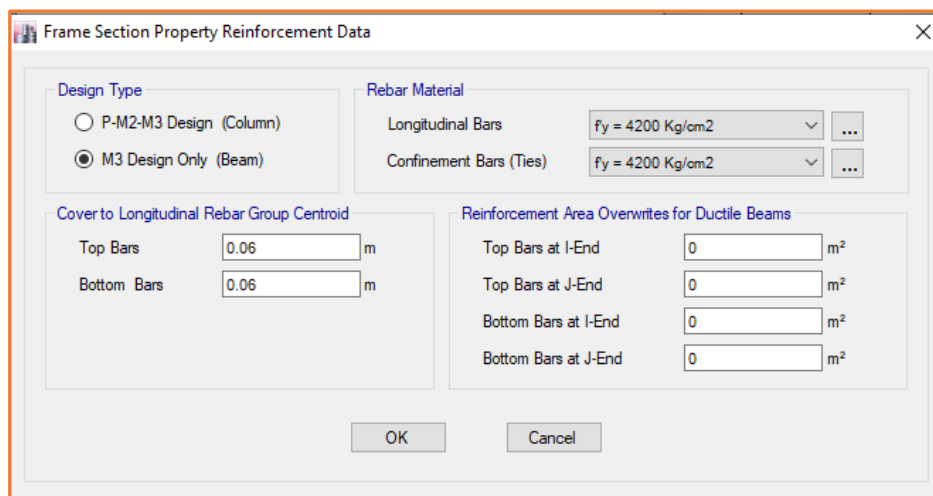
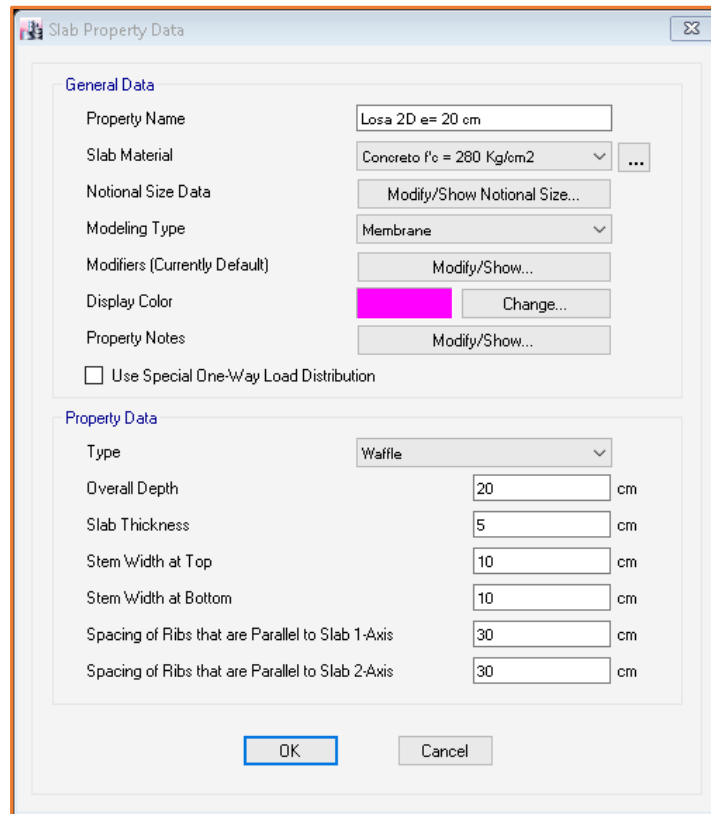


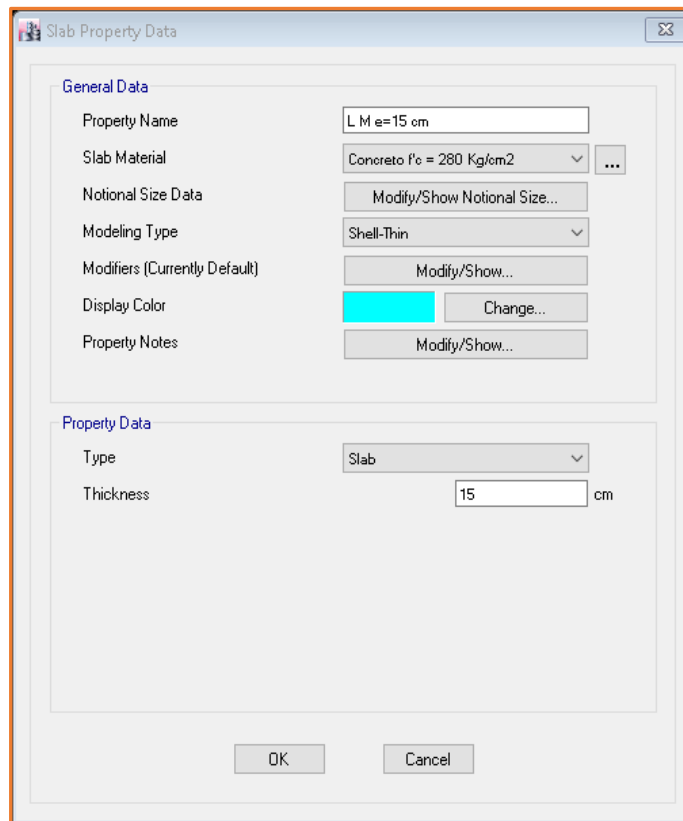
Figura N° 3.12. Definición de vigas.

Para las losas aligeradas en dos direcciones se siguió la siguiente ruta “**Define/Section Properties> Slab Sections...> Modify/ Show Property...**”. En datos generales se colocó el nombre Losa 2D e= 20 cm; después, en el tipo de modelo seleccionado fue Membrane y finalmente en propiedades de diseño se escogió el tipo Waffle.



**Figura N° 3.13. Definición de losa aligerada en dos direcciones.**

Para las losas maciza se siguió la siguiente ruta “**Define/Section Properties> Slab Sections...> Add New Property...**”. En datos generales se puso el nombre LM e= 15 cm, el tipo de modelo seleccionado fue Shell -Thin y en propiedades de diseño se escogió el tipo Slab.

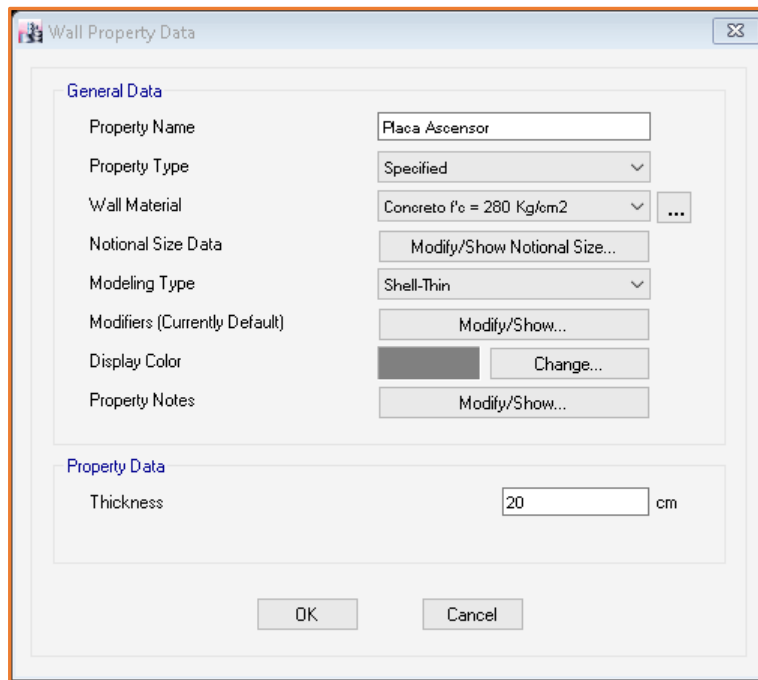


**Figura N° 3.14. Definición de losa maciza.**

De la misma manera se realizó para la losa maciza del ascensor, para la cual se consideró un espesor de 20 cm y para la escalera se consideró un espesor de 15 cm.

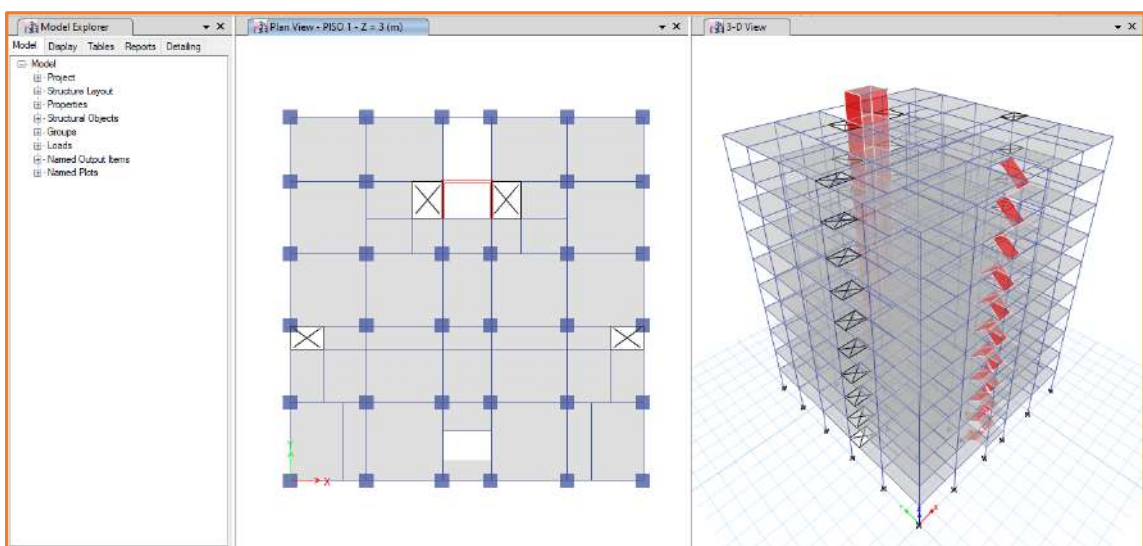
Para las placas, se siguió la siguiente ruta **“Define/Section Properties > Wall Sections...>Modify/Show Property...”**. En datos generales se colocó el nombre Placa Ascensor, en el tipo de modelo se seleccionó **Shell- Thin** y se dio un espesor de 20 cm.



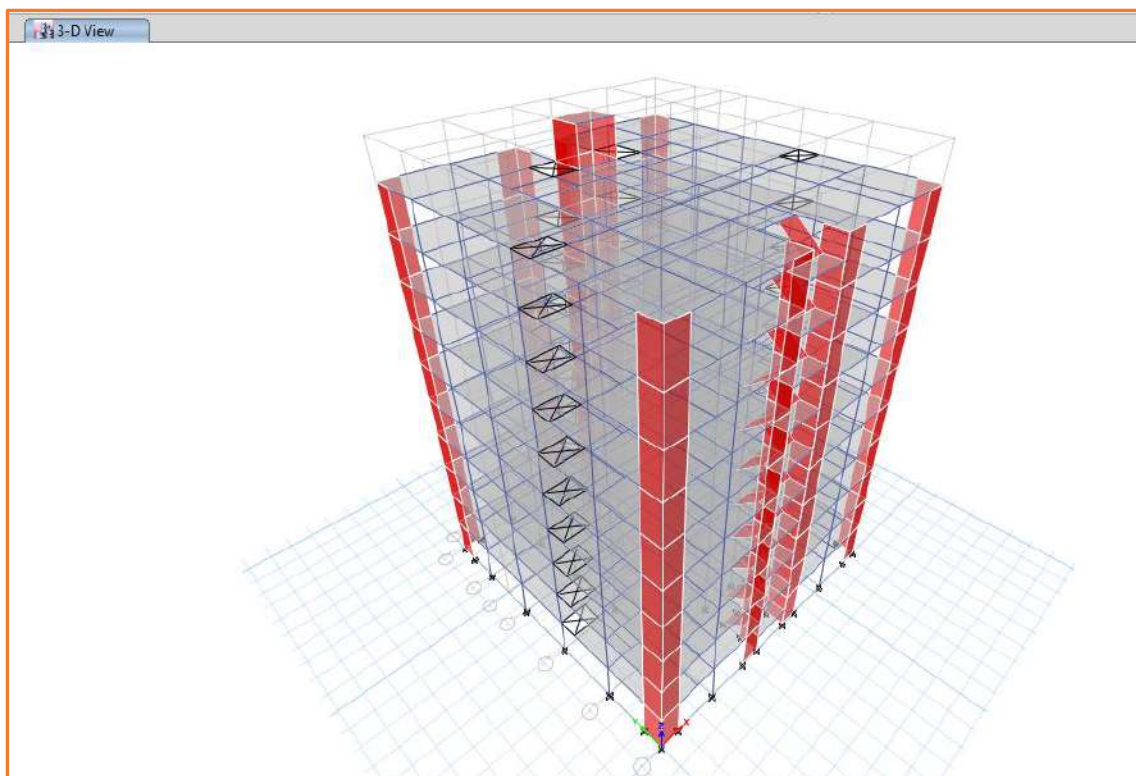


**Figura N° 3.15. Definición de placa del ascensor.**

Con ayuda de los comandos de la barra de herramienta lateral y horizontal se dibujaron los elementos estructurales según el plano arquitectónico.



**Figura N° 3.16. Modelado edificio multifamiliar con sistema estructural de pórticos.**



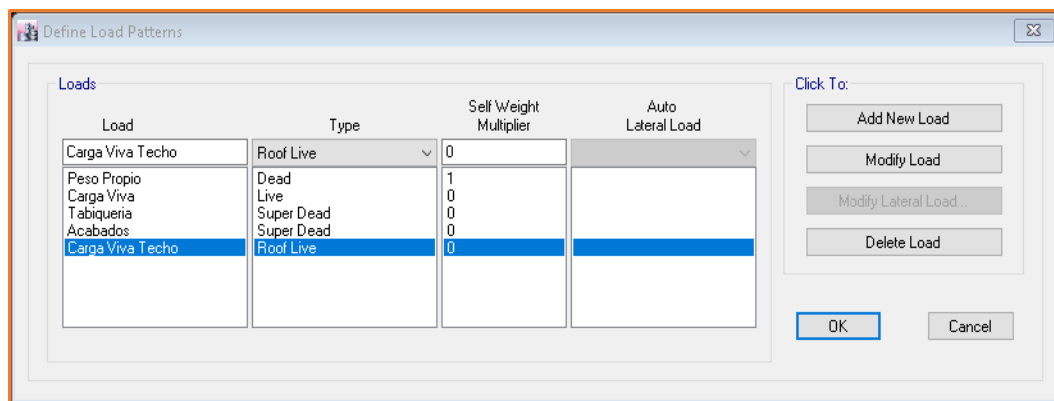
**Figura N° 3.17. Modelado edificio multifamiliar con sistema estructural dual.**

#### **D. Patrones de carga**

Las fuerzas que actúan en el edificio se definen mediante patrones de carga, para acceder a esta ventana se siguió la siguiente ruta **“Define > Load Patterns”**. Luego, colocamos los nombres de las cargas y los tipos; los cuales fueron:

- ✓ **Peso Propio:** es del tipo DEAD y se caracteriza por presentar los pesos de elementos estructurales que forman parte de la estructura como son: losas, columnas, vigas y placas.
  
- ✓ **Tabiquería:** es del tipo SUPERDEAD y se caracteriza porque representa los muros de albañilería presentes en la edificación, la tabiquería puede ser fija o móvil. Para la tabiquería fija se considera el peso de todos los tabiques, usando los pesos reales en las ubicaciones que indican los planos. Si la tabiquería se encuentra sobre las vigas, se considera como carga distribuida lineal (Kgf/m). Para losas, si la tabiquería está armada en el sentido de la losa se coloca una viga chata y se grafica como carga distribuida lineal (Kgf/m) y si la tabiquería está armada perpendicularmente al sentido de la losa el peso se estima por metro cuadrado (Kgf/m<sup>2</sup>).

- ✓ Acabados: es del tipo SUPERDEAD y esta presente en todas las losas de los pisos, se grafica como carga distribuida en área y se aplica solamente a la losa. Para este tipo de carga se asumió un valor de 100 Kgf/m2.
- ✓ Carga Viva: conocida también como sobrecarga, es del tipo LIVE y en ella se considera el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación. El RNE E.020 en su capítulo 3 de carga viva, estipula las cargas mínimas repartidas para los distintos tipos de construcciones; así para viviendas se tiene como carga repartida 200 Kg/m2.
- ✓ Carga viva de techo: es del tipo ROOFLIVE y se considera con un valor mínimo de 100 Kgf/m2, a no ser que se indique lo contrario.



**Figura N° 3.18. Definición de patrones de carga.**

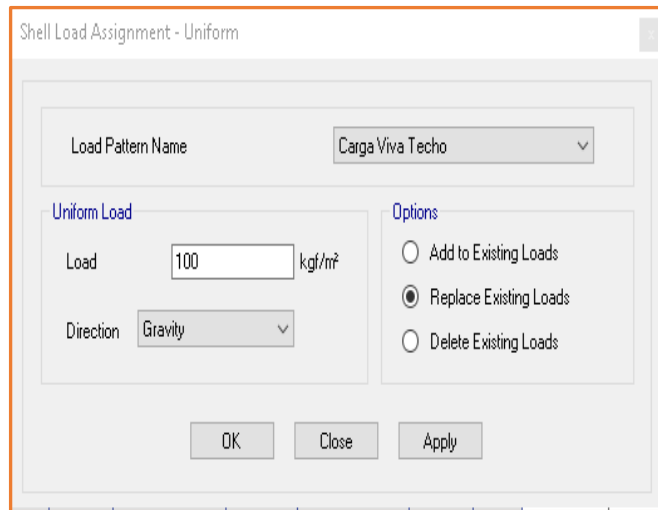
## E. Asignación de cargas

Después de crear los patrones de carga, se asignaron las cargas distribuidas en losas y vigas de acuerdo con las tablas N°4, 5 y 6 presentadas en el anexo.

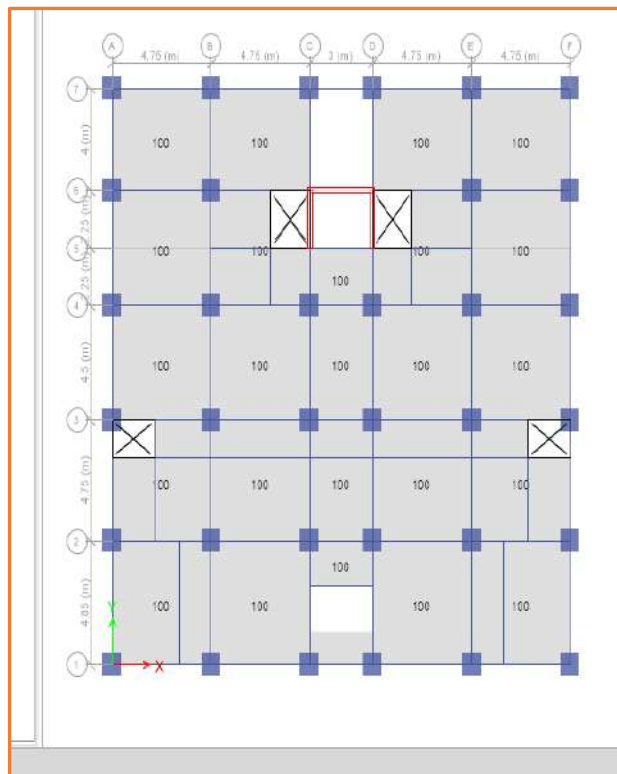
Para el cálculo de la carga distribuida se empleó la siguiente fórmula

$$Carga\ distribuida = e * h * Pe$$

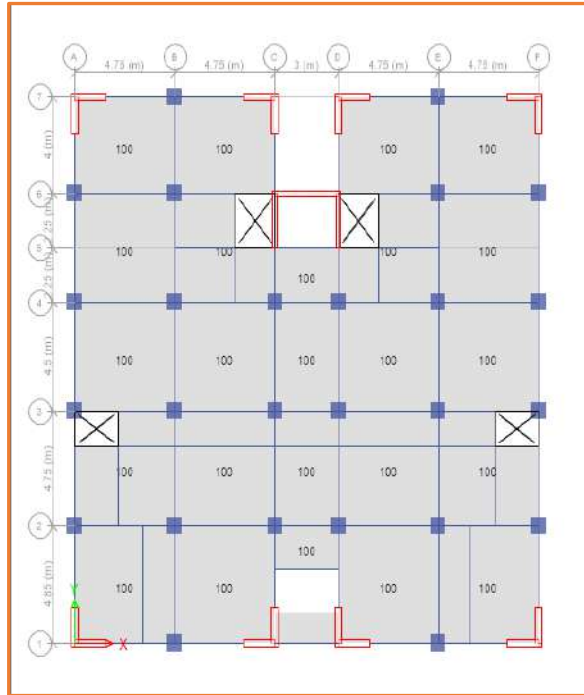
En ETABS, para acceder a este comando se siguió la siguiente ruta “Assign > Frame Loads”, si es para vigas; o “Assign > Frame Loads”, si es para losas.



**Figura N° 3.19. Cargas aplicadas sobre vigas y losa.**



**Figura N° 3.20. Asignación de cargas para edificio modelo con sistema estructural de pórticos.**

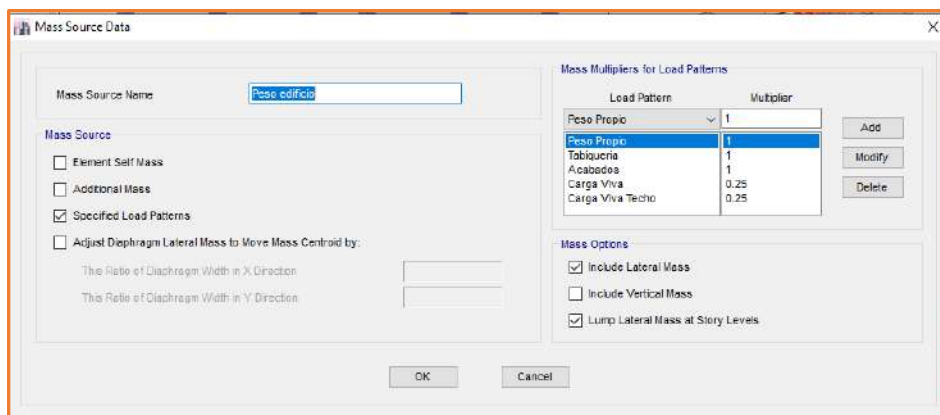


**Figura N° 3.21. Asignación de cargas para edificio modelo con sistema estructural dual.**

## F. Mass source y casos modales

Para la estimación del peso por piso del edificio se consideró lo indicado en el artículo 4.3 de la NTE E.030; para edificaciones comunes, 100% de carga muerta y 25% de carga viva.

A este comando se accedió a través de la siguiente ruta “**Define > Mass Source**”. Luego se selecciona la casilla “**Specified Load Patterns**”.



**Figura N° 3.22. Definición de mass source.**

Para el análisis sísmico se consideró 3 grados de libertad dinámicos por piso; es decir, dos componentes de traslación y una de rotación. El comportamiento de las losas se simuló con la inclusión de diafragmas rígidos dentro del programa; siguiendo la ruta “**Define > Modal Cases**”, colocamos el número de casos modales.

### G. Espectro de diseño

La incorporación del espectro de diseño se basa en la aplicación del Artículo 4.6.2 del RNE E.030, que permite graficar valores de pseudo-aceleración para un determinado período de vibración.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \quad \dots (3.1)$$

#### a) Factor de zona

Z es el factor de zona, el cual encontramos en la tabla N° 1 del RNE E.030 y está en función de la ubicación geográfica del proyecto; para nuestro caso, Cajamarca se encuentra en la zona 3.

**Tabla N° 3.3. Factores de zona. (Adaptado del Reglamento Nacional de Edificaciones E. 030, 2018).**

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

$$Z = 0.35$$

#### b) Factor de suelo

S es el factor de suelo, está en función de los perfiles de suelos y del factor zona. Para nuestro edificio se ha considerado un suelo tipo  $S_3$ .

**Tabla N° 3.4. Factor de suelo y periodo  $T_P$  y  $T_L$ . (Adaptado del Reglamento Nacional de Edificaciones E. 030, 2018).**

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

	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
$T_P$ (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_L$ (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

De acuerdo con la tabla N° 3.4., para una zona S<sub>3</sub> corresponde un factor de suelo S = 1.20 y se obtienen los periodos  $T_P = 1$  y  $T_L = 1.6$ ; los cuales limitan el comportamiento de la estructura.

**c) Factor de uso**

U es el factor de uso y depende de la categoría de la edificación. Para nuestro caso, una vivienda multifamiliar es considerada como un edificio común; por lo tanto, le corresponde un valor de U = 1.0.

**Tabla N° 3.5. Factor de uso. (Adaptado del Reglamento Nacional de Edificaciones E. 030, 2018).**

C	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
Edificaciones Comunes		

**d) Coeficiente de reducción sísmica R**

Depende del sistema estructural y material predominante, como se analizó dos sistemas estructurales; primero se inició el análisis con el edificio aporticado y luego con el dual.

El edificio no considera factores de irregularidad estructural en altura  $I_a$  y en planta  $I_p$ ; estos cálculos se encuentran en los anexos.

**Tabla N° 3.6. Sistemas estructurales. (Adaptado del Reglamento Nacional de Edificaciones, E. 030).**

Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción $R_0$ (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada o Confinada</b>	3
Madera	7(**)

**e) Factor de amplificación sísmica**

C es el factor de amplificación sísmica y de acuerdo con las características de sitio se define por las siguientes expresiones:

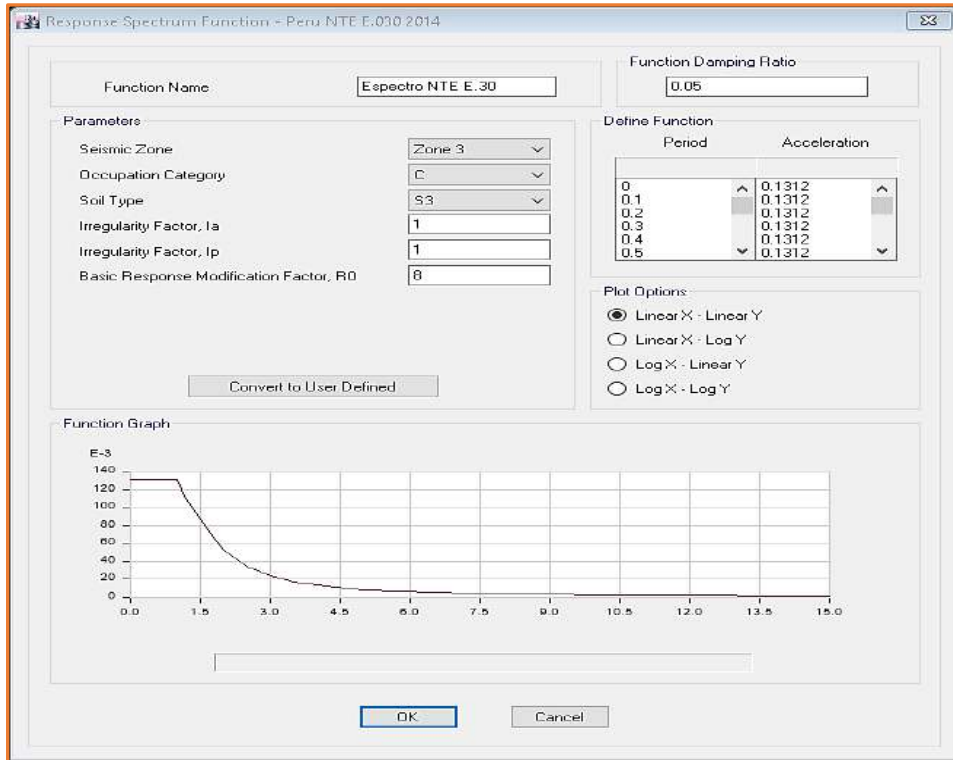
$$T < T_p \qquad C = 2.5 \qquad \dots (3.2 a)$$

$$T_p < T < T_L \qquad C = 2.5 \frac{T_p}{T_L} \qquad \dots (3.2 b)$$

$$T > T_L \qquad C = 2.5 \frac{T_p * T_L}{T^2} \qquad \dots (3.2 c)$$

El programa ETABS viene predeterminado con la Norma E.030-2014 simplificando la operación, teniendo que escoger simplemente los parámetros antes vistos. En el programa ETABS V16 se siguió la ruta **“Define > Functions > Response Spectrum...”**. Luego, **“Define Response Spectrum Functions”**. Por último, en **“Choose Function Type to Add”** se escoge la Norma peruana PERU NTE E.030 2014.





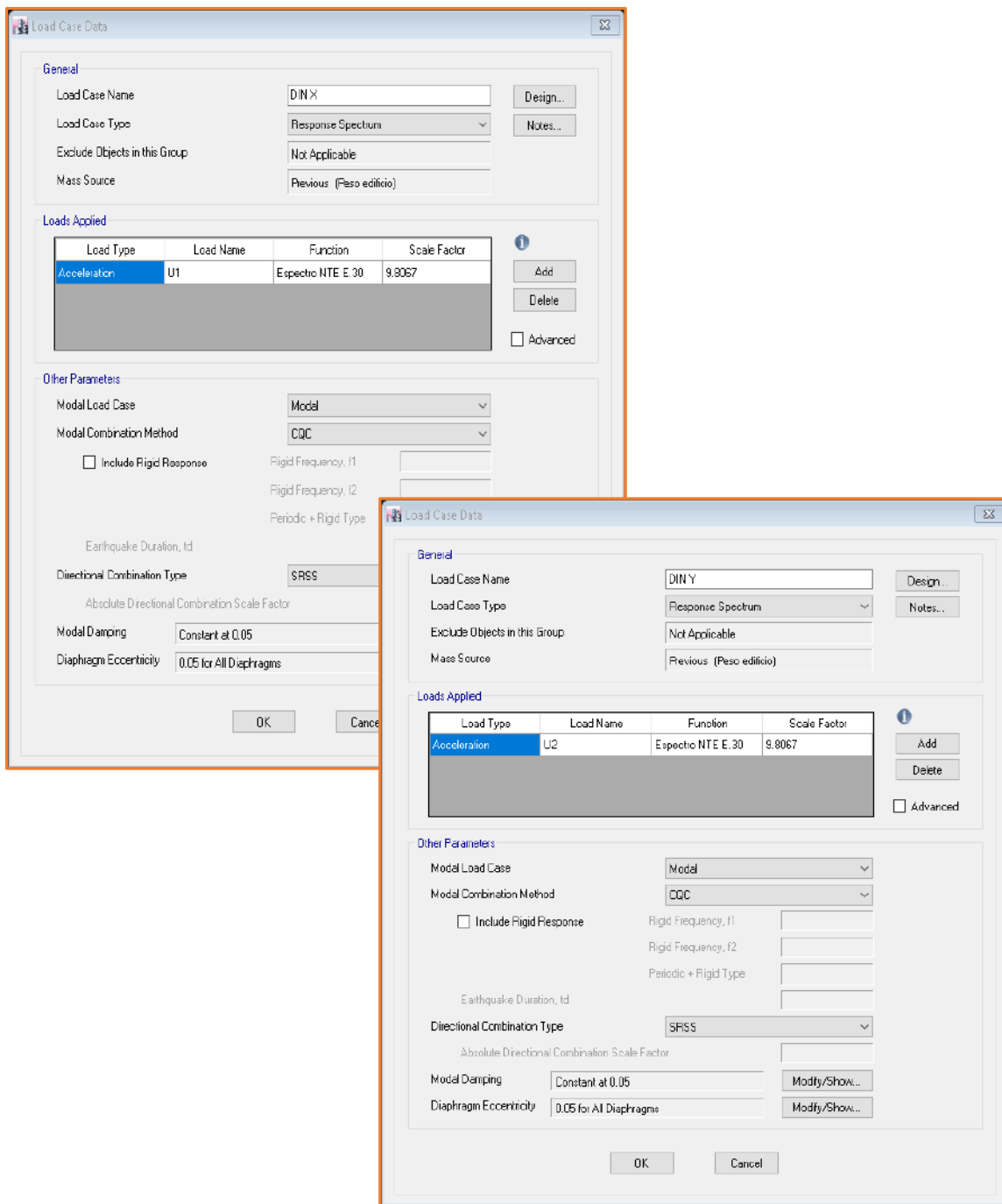
**Figura N° 3.23. Espectro de diseño según el RNE E. 030.**

## H. Casos de carga Dinámico

Para calcular las respuestas dinámicas de la estructura se establecieron los casos de carga que incorporen el espectro de diseño calculado en el ítem anterior.

Se asignaron dos casos dinámicos **DINX** y **DINY** que representan los sismos en cada dirección de la estructura.

Se siguió la ruta “**Define>Load Cases...**”. En la ventana **Load Case** se dio clic en el botón **Add New Case...**, según la figura N° 3.24.



**Figura N° 3.24. Caso de carga dinámico para el sismo en X e Y.**

### 3.3.4.3. Procedimiento de análisis

#### A. Análisis estático

Se realizó el análisis estático del edificio para obtener la fuerza cortante estática a la cual estará sometida la estructura.

El cortante estático en la base,  $V$ , del edificio es calculado mediante la aplicación de la ec. 3.3.

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P \quad \dots (3.3)$$

A continuación, se detalla el procedimiento a seguir para determinar el cortante estático en la base mediante el empleo del programa ETABS.

#### a) Sistema estructural de pórticos

##### ✓ Periodo fundamental, $T$

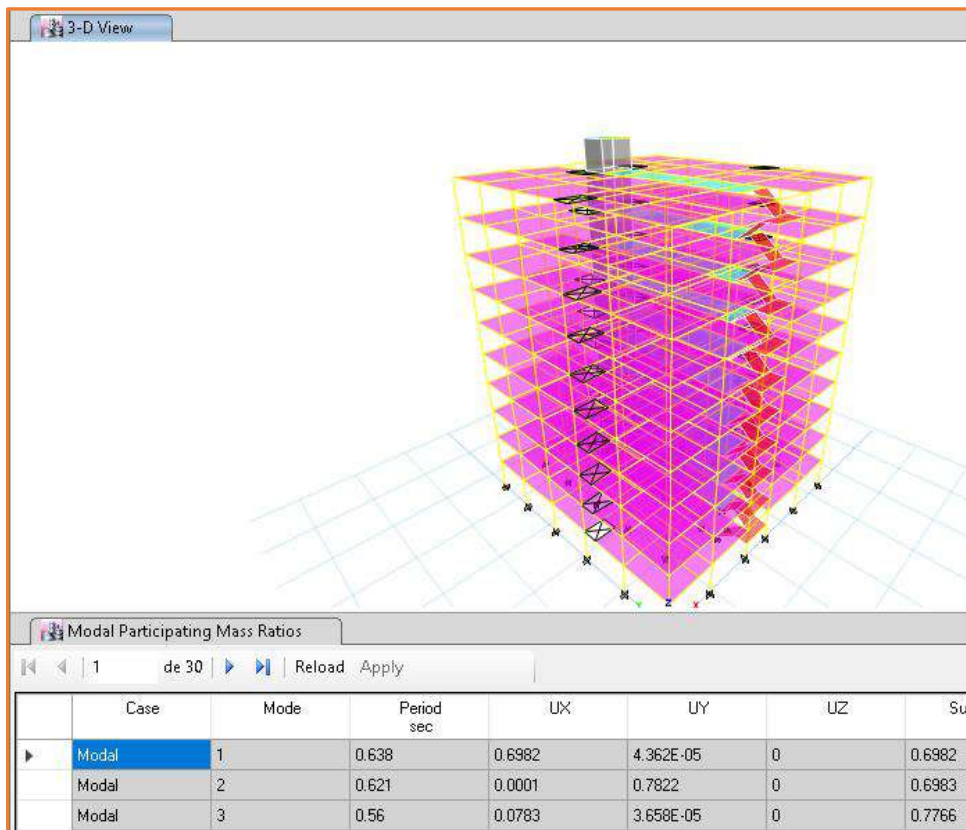
El artículo 4.5.4 de la E.030 brinda la siguiente fórmula empírica para realizar un primer cálculo del periodo fundamental:

$$T = \frac{h_n}{C_t} \quad \dots (3.4)$$

Donde:  $C_t = 45$ , para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras y  $h_n$  es la altura total de la edificación

$$T = \frac{32.5}{45} = 0.722$$

En el programa se visualiza el período fundamental  $T$  de la estructura mediante la tabla “**Modal Participating Mass Ratios**”, el cual se muestra en la figura N° 3.25.



**Figura N° 3.25. Periodo fundamental del edificio modelo con sistema estructural de pórticos.**

Se asume como el valor del periodo fundamental  $T=0.638$ , obtenido del programa por ser un valor más exacto.

✓ **Factor de amplificación, C**

Se tiene que,  $T_p = 1$ ;  $T_L = 1.6$  y según la E.030, para el cálculo del factor de amplificación se emplea la fórmula (3.2 a)

$$T = 0.638 < T_p = 1$$

Por lo que

$$C_x = C_y = 2.5$$

Además, se debe cumplir que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

$$\frac{2.5}{8} = 0.3125 \geq 0.125 \dots \text{Cumple}$$

✓ **Coefficiente de cortante en la base**

Reemplazando estos valores en la ecuación

$$\frac{ZUCS}{R} = \frac{0.35 * 1.00 * 2.50 * 1.20}{8} = 0.1312$$

✓ **Valor del factor exponencial de distribución k**

k es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T) en la dirección considerada, calculada como:

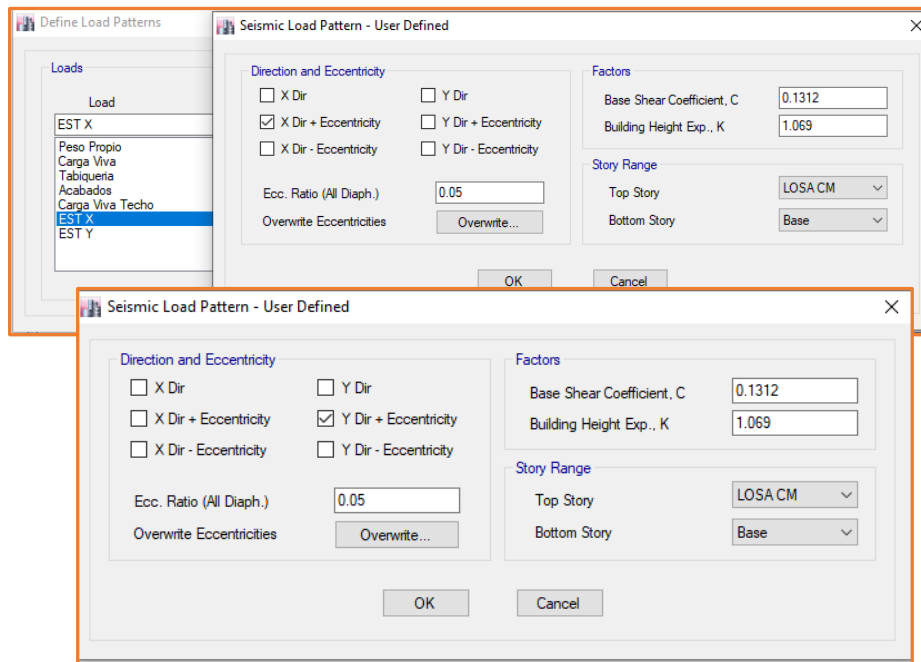
$$k = 1 \quad , T \leq 0.5 \text{ seg} \quad \dots (3.5 \text{ a})$$

$$k = 0.75 + 0.5 T \leq 2 \quad , T > 0.5 \text{ seg} \quad \dots (3.5 \text{ b})$$

Para ambas direcciones el periodo fundamental es mayor a 0.5; reemplazando en la ecuación (3.5 b), se obtiene:

$$k = 0.75 + 0.5 (0.638) = 1.069 \leq 2 \quad \dots \text{Cumple}$$

En el Programa, el valor del periodo fundamental y el factor exponencial de distribución se ingresan en la ventana **“Define Load Patterns”**. Donde, estos valores corresponden a **“Base Shear Coefficient, C”** y **“Bulding Height Exp, K”** respectivamente.



**Figura N° 3.26. Asignación del sismo estático en las direcciones X (arriba) e Y (abajo) para el edificio modelo con sistema estructural de pórticos.**

✓ **Cortante en la base**

Primero se calculó el peso sísmico efectivo, luego se reemplazó en la ec. 3.3. Estos pesos fueron obtenidos del programa ETABS, para lo cual se siguió la siguiente ruta “**Tables > Model > Structure Data > Mass Summary > Mass Summary by Story**”. Estos valores fueron multiplicados por la gravedad con lo cual se obtuvieron los pesos por nivel.

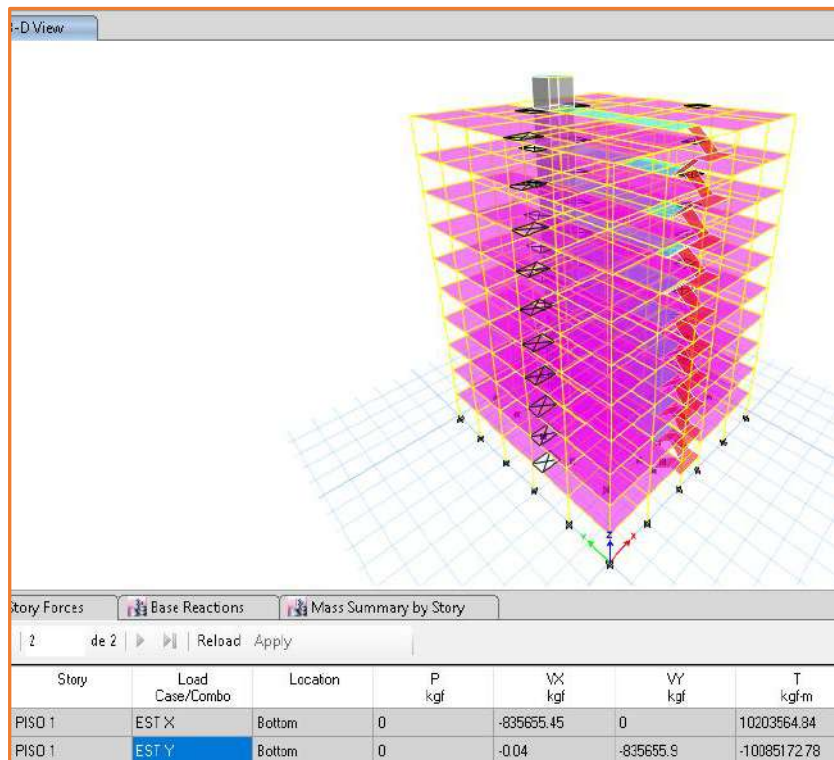
**Tabla N° 3.7. Pesos por pisos en edificios con sistema de pórticos.**

NIVEL	PESO
CM	9251.37 Kg
Piso 10	440522.59 Kg
Piso 09	657681.36 Kg
Piso 08	657681.36 Kg
Piso 07	657681.36 Kg
Piso 06	657681.36 Kg
Piso 05	657681.36 Kg
Piso 04	657681.36 Kg
Piso 03	657681.36 Kg
Piso 02	657681.36 Kg
Piso 01	657681.36 Kg
<b>Total</b>	<b>6368906.20 Kg</b>

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P = 0.1313 * 6\,368\,906.20$$

$$V = 836\,237.384Kg$$

El programa ETABS brinda este valor directamente, el cual se obtuvo de la siguiente ruta “**Tables > Analysis > Results > Structure Results > Story Forces**”, como se observa en la figura N° 3.27.



**Figura N° 3.27. Cortante basal del edificio modelo con sistema estructural de pórticos.**

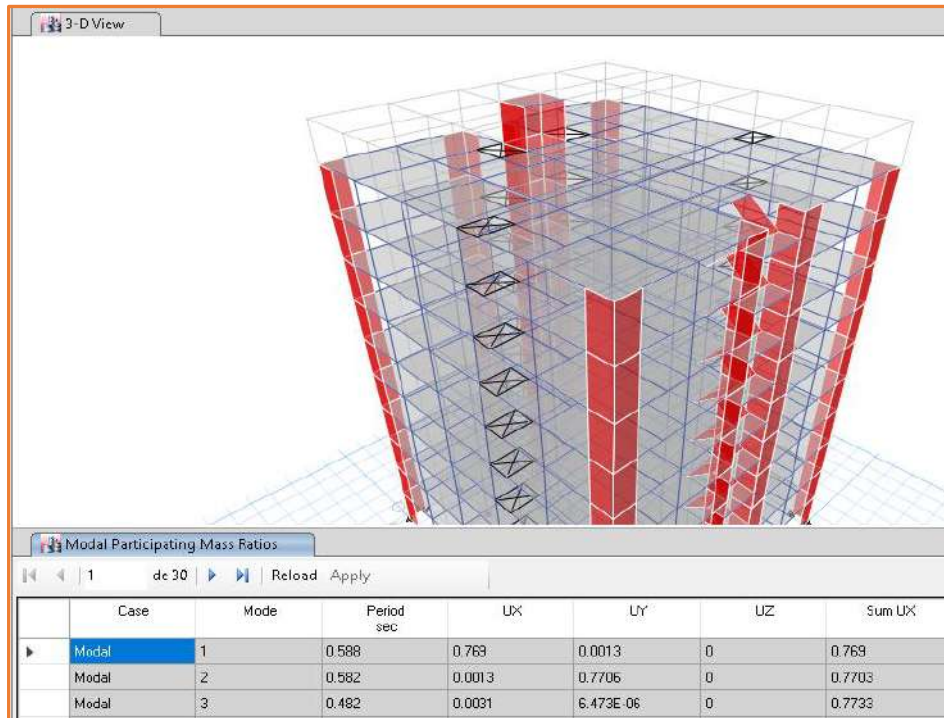
## b) Sistema estructural dual

### ✓ Período fundamental, T

Donde  $C_t = 60$ , para edificios de concreto armado duales y  $h_n$  es la altura total de la edificación, reemplazando en la ec. 3.4. tenemos;

$$T = \frac{32.5}{60} = 0.5417$$

En el programa podemos visualizar el período fundamental, T, de la estructura mediante la tabla “**Modal Participating Mass Ratios**”, como se muestra en la figura N° 3.28.



**Figura N° 3.28. Periodo fundamental del edificio modelo con sistema estructural dual.**

Aceptaremos el valor  $T=0.588$  del programa por ser un cálculo más exacto.

✓ **Factor de amplificación, C**

Para el cálculo del factor de amplificación emplearemos la fórmula (3.2a)

$$T = 0.588 < T_p = 1$$

Por lo que

$$C_X = C_Y = 2.5$$

Se debe cumplir que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

$$\frac{2.5}{7} = 0.3571 \geq 0.125 \dots \text{Cumple}$$

✓ **Coefficiente de Cortante en la Base**

Reemplazando estos valores en la ecuación

$$\frac{ZUCS}{R} = \frac{0.35 * 1.00 * 2.50 * 1.20}{7} = 0.15$$



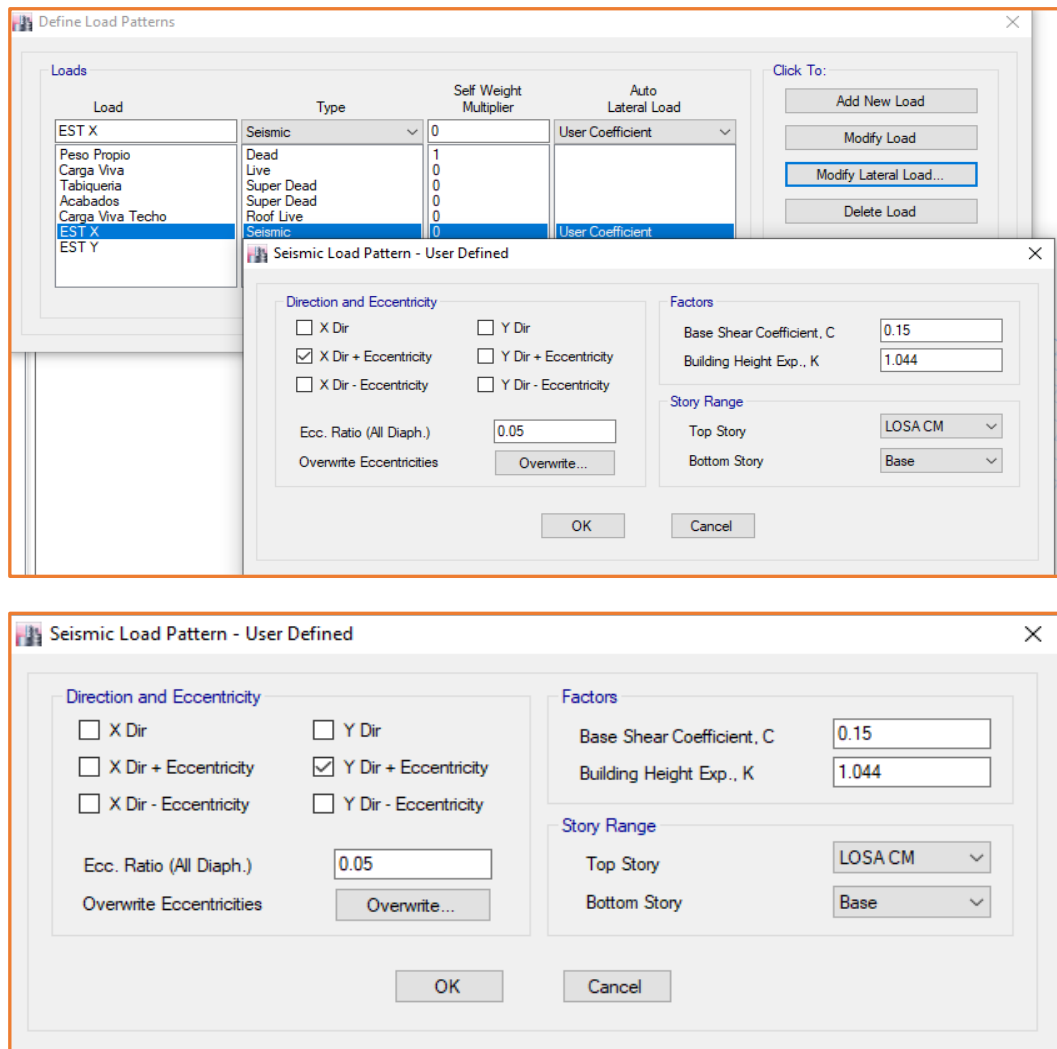
✓ **Valor del factor exponencial de distribución k**

Para ambas direcciones el periodo fundamental, T, es mayor a 0.5, por lo que según la ec. 3.5.b tenemos:

$$k = 0.75 + 0.5 (0.588)$$

$$k = 1.044 \leq 2 \dots \text{Cumple}$$

En el programa, el valor del periodo fundamental y el factor exponencial de distribución se ingresaron en la ventana “**Define Load Patterns**”. Luego en “**Base Shear Coefficient, C**” y “**Bulding Height Exp, K**” respectivamente.



**Figura N° 3.29. Asignación del sismo estático en las direcciones X (arriba) e Y (abajo) para el edificio modelo con sistema estructural dual.**

✓ **Cortante en la base**

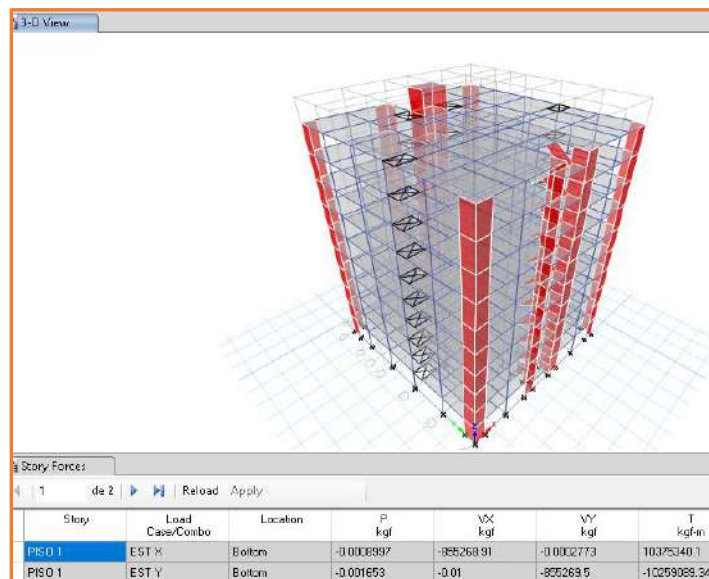
Para el cálculo del cortante basal, primero se calculó el peso sísmico efectivo, el cual se obtuvo sumando los pesos por piso; luego se multiplicó por el coeficiente de cortante en la base.

**Tabla N° 3.8. Pesos por pisos en edificio con sistema dual.**

NIVEL	PESO
CM	9251.37 Kg
Piso 10	406765.33 Kg
Piso 09	587266.73 Kg
Piso 08	587266.73 Kg
Piso 07	587266.73 Kg
Piso 06	587266.73 Kg
Piso 05	587266.73 Kg
Piso 04	587266.73 Kg
Piso 03	587266.73 Kg
Piso 02	587266.73 Kg
Piso 01	587266.73 Kg
<b>Total</b>	<b>5701417.27 Kg</b>

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P = 0.15 * 5\ 701\ 417.27$$

$$V = 855\ 212.59\ Kg$$



**Figura N° 3.30. Cortante basal del edificio modelo con sistema estructural dual.**

El programa ETABS brinda este valor directamente, para lo cual se sigue la siguiente ruta “**Tables > Analysis > Results > Structure Results > Story Forces**”, como se muestra en la figura N° 3.30.

## B. Análisis Dinámico

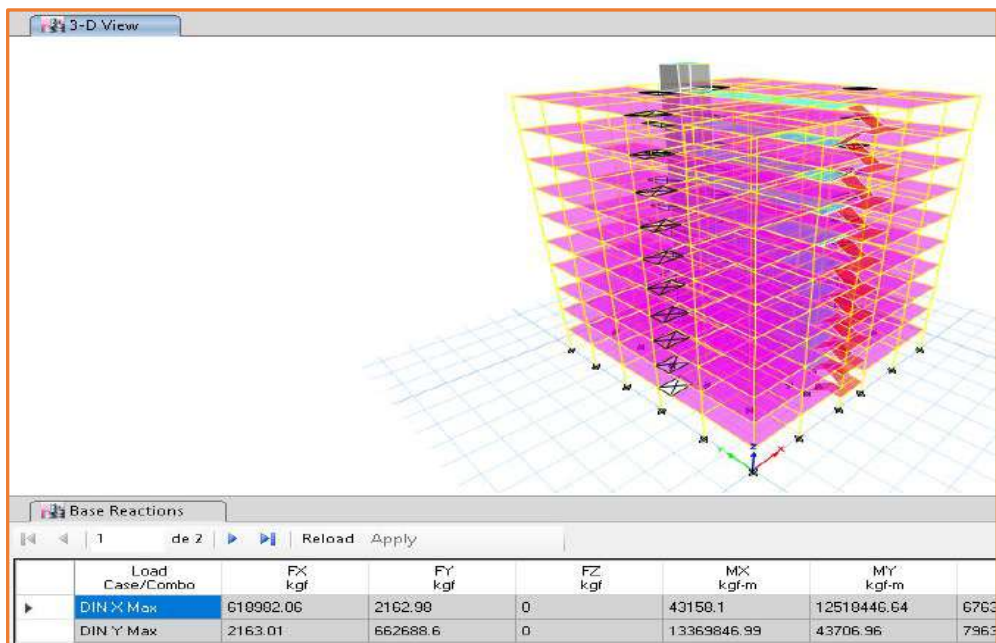
El análisis dinámico de la edificación se realizó mediante combinación espectral, considerando un espectro de pseudoaceleraciones para cada dirección horizontal de acuerdo con lo dispuesto por el RNE E.030.

Este análisis tiene como objetivo obtener la respuesta máxima esperada de las fuerzas internas en todos los elementos estructurales del edificio, así como de los desplazamientos.

La respuesta obtenida es producto de la combinación de los resultados de todos los modos de vibración considerados. Dicha combinación se realizó empleando el criterio de combinación cuadrática completa (CQC), la cual es aceptada por la Norma peruana.

Después de haber ejecutado el análisis se procede con la visualización del cortante dinámico mediante tablas que nos proporciona ETABS, siendo la tabla “**Base Reactions**” la que usamos para este propósito.

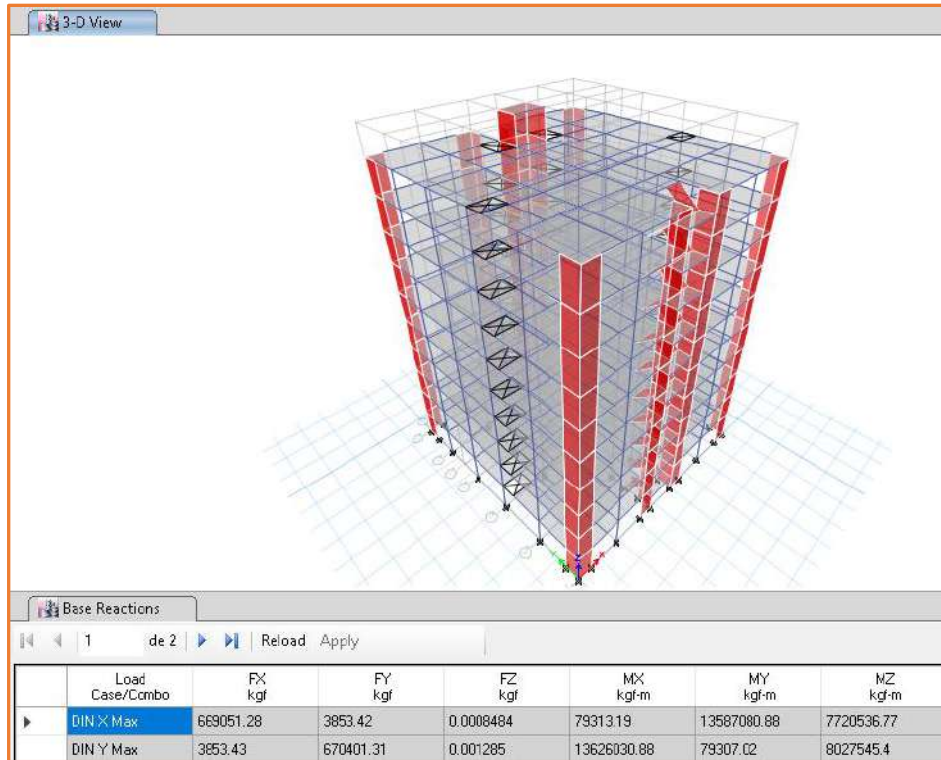
### a) Sistema estructural de pórticos



**Figura N° 3.31. Cortante dinámico del edificio modelo con sistema estructural de pórticos.**

Con lo cual se obtuvo un cortante máximo para la dirección X de 618 982.06 Kgf y en la dirección Y de 662 688.60 Kgf.

### b) Sistema estructural dual



**Figura N° 3.32. Cortante dinámico del edificio modelo con sistema estructural dual.**

De la misma manera que en el sistema de pórticos, para el edificio con sistema dual se obtuvo un cortante máximo para la dirección X de 669 501.28 Kgf y en la dirección Y de 670 401.31 Kgf.

### C. Modos y periodos de análisis

Se consideró un modo de vibración por cada grado de libertad en la estructura; por lo que se ha considerado diafragmas rígidos con tres grados de libertad por piso (2 traslaciones y 1 rotación perpendicular). Teniendo un total de 30 modos para el modelo de 10 pisos.

Para obtener los modos de vibración se siguió la siguiente ruta en ETABS **“Tables > Analysis > Results > Modal Results > Modal Participating Mass Ratios”**.

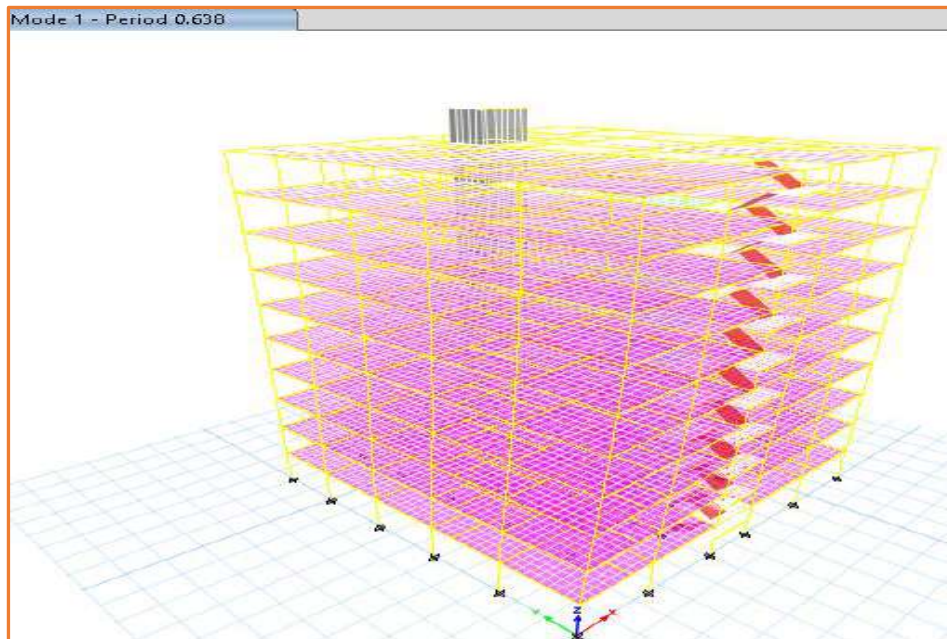
a) Sistema estructural de pórticos

Tabla N° 3.9. Periodos de vibración en edificio modelo con sistema estructural de pórticos.

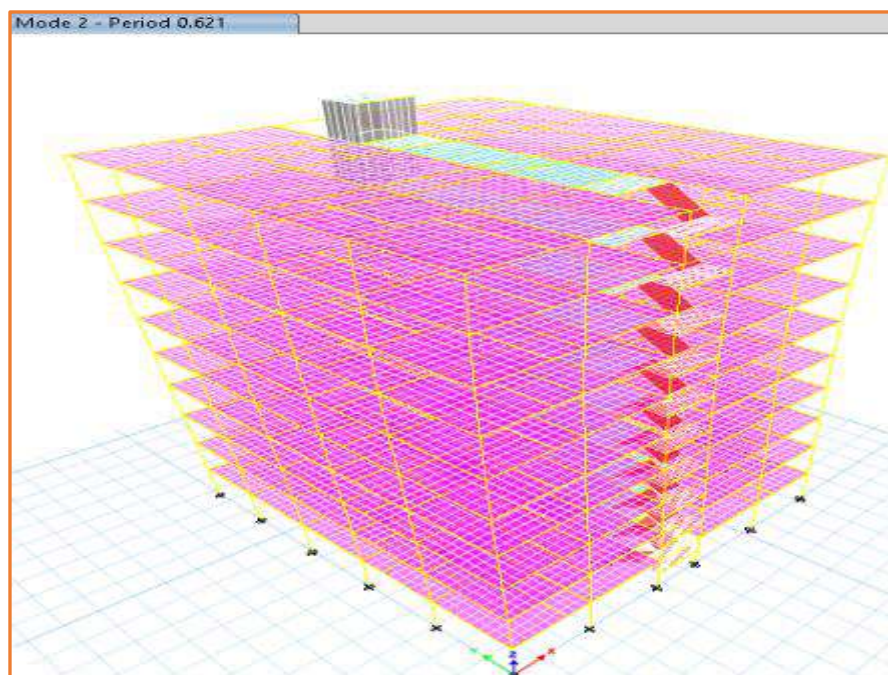
Modo	Periodo (seg)	UX	UY	RZ
1	0.638	69.82%	0.00%	8.40%
2	0.621	0.01%	78.22%	0.00%
3	0.56	7.83%	0.00%	70.38%
4	0.199	9.27%	0.00%	1.66%
5	0.193	0.00%	10.92%	0.00%
6	0.173	2.18%	0.00%	8.96%
7	0.108	3.17%	0.00%	1.03%
8	0.104	0.00%	4.30%	0.00%
9	0.093	1.27%	0.00%	3.23%
10	0.07	1.71%	0.00%	0.66%
11	0.067	0.00%	2.44%	0.00%
12	0.06	0.72%	0.00%	1.71%
13	0.049	1.11%	0.00%	0.42%
14	0.047	0.00%	1.56%	0.00%
15	0.043	0.40%	0.00%	1.08%
16	0.037	0.79%	0.00%	0.24%
17	0.035	0.00%	1.06%	0.00%
18	0.033	0.19%	0.00%	0.75%
19	0.03	0.59%	0.00%	0.05%
20	0.028	0.01%	0.01%	0.28%
21	0.028	0.00%	0.71%	0.00%
22	0.026	0.20%	0.00%	0.37%
23	0.024	0.31%	0.00%	0.13%
24	0.023	0.00%	0.45%	0.00%
25	0.022	0.10%	0.00%	0.32%
26	0.021	0.18%	0.00%	0.05%
27	0.02	0.00%	0.24%	0.00%
28	0.02	0.06%	0.00%	0.01%
29	0.019	0.04%	0.00%	0.19%
30	0.019	0.00%	0.07%	0.00%
<b>TOTAL</b>		<b>99.96%</b>	<b>99.99%</b>	<b>99.92%</b>

De la tabla N° 3.9. se aprecia que el primer modo de vibración, tiene una traslación en X; el segundo, una traslación en Y; el tercero, una rotación alrededor del eje Z. No es necesario considerar los 30 modos ya que la Norma nos dice que en cada dirección se

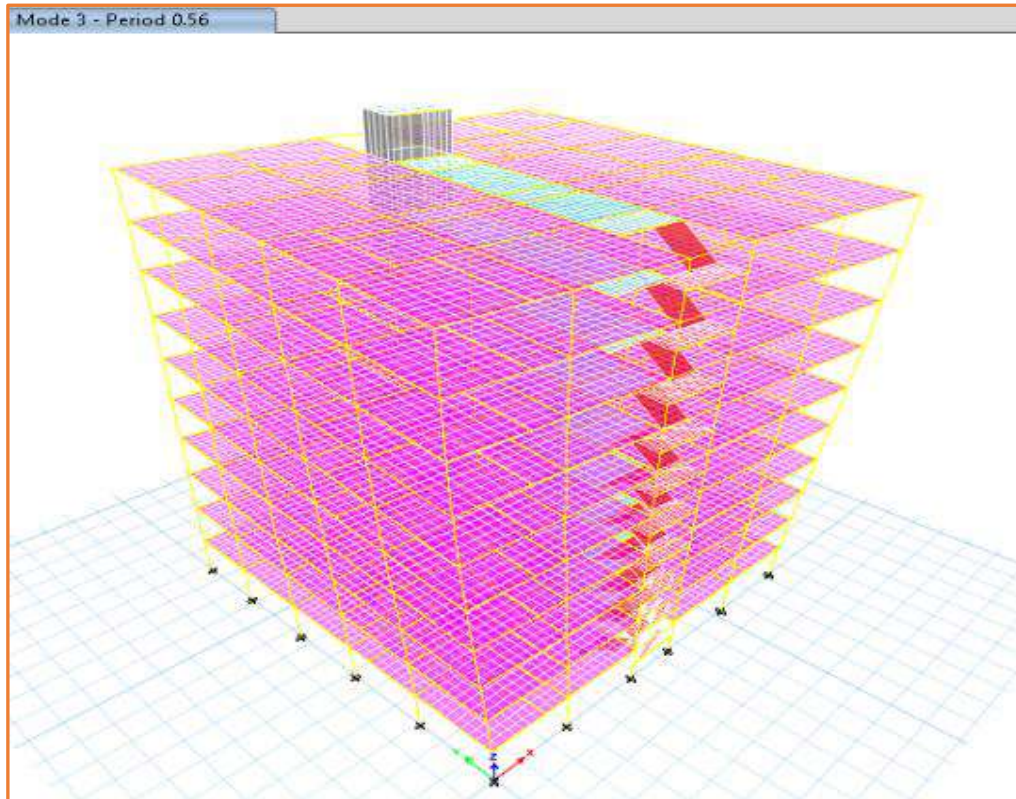
consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total y esto se logra considerando los 8 primeros modos.



a) Modo de vibración traslacional en la dirección X



b) Modo de vibración traslacional en la dirección Y



c) Modo de vibración rotacional

**Figura N° 3.33. Modos de vibración en edificio modelo con sistema estructural de pórticos.**

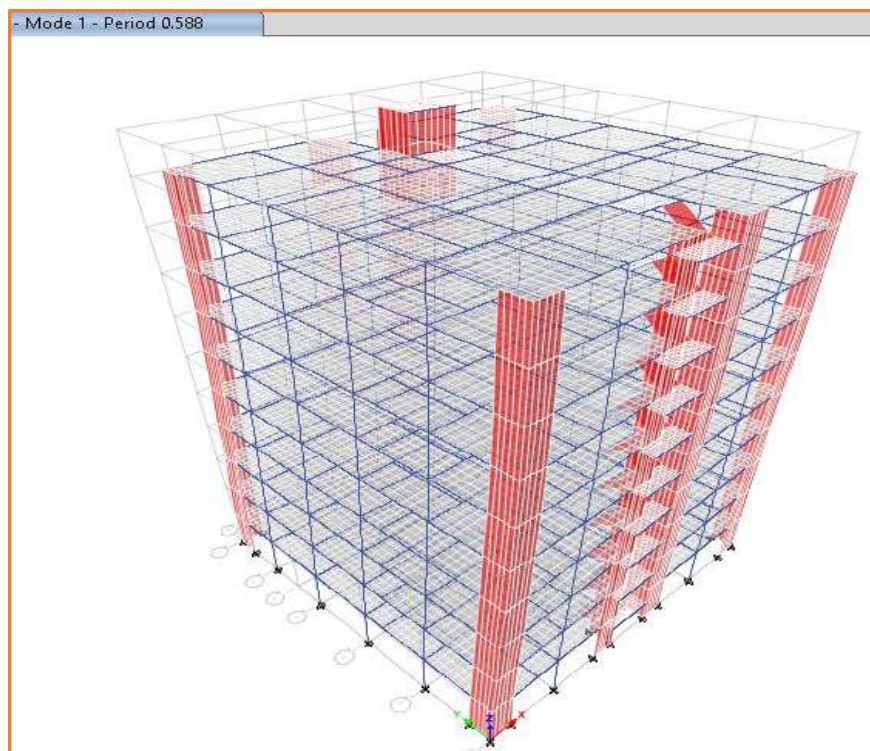
**b) Sistema estructural dual**

**Tabla N° 3.10. Periodos de vibración en edificio modelo con sistema estructural dual.**

Modo	Periodo (seg)	UX	UY	RZ
1	0.588	76.90%	0.13%	0.41%
2	0.582	0.13%	77.06%	0.00%
3	0.482	0.31%	0.00%	76.66%
4	0.181	11.37%	0.00%	0.11%
5	0.179	0.00%	11.79%	0.00%
6	0.146	0.23%	0.00%	11.32%
7	0.096	4.35%	0.00%	0.10%
8	0.094	0.00%	4.40%	0.00%
9	0.076	0.16%	0.00%	4.58%
10	0.062	2.40%	0.00%	0.07%
11	0.061	0.00%	2.48%	0.00%
12	0.048	0.07%	0.00%	2.57%
13	0.044	1.51%	0.00%	0.02%
14	0.043	0.00%	1.56%	0.00%
15	0.034	0.21%	0.00%	1.11%

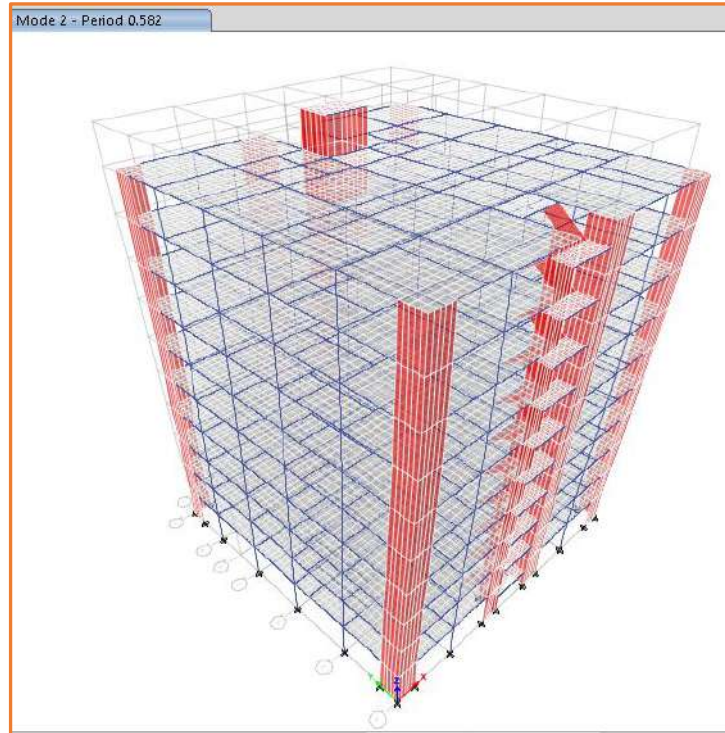
<b>16</b>	0.033	0.81%	0.00%	0.47%
<b>17</b>	0.032	0.00%	1.04%	0.00%
<b>18</b>	0.028	0.13%	0.00%	0.16%
<b>19</b>	0.026	0.61%	0.00%	0.01%
<b>20</b>	0.026	0.00%	0.70%	0.00%
<b>21</b>	0.025	0.00%	0.00%	0.99%
<b>22</b>	0.022	0.44%	0.00%	0.01%
<b>23</b>	0.021	0.00%	0.45%	0.00%
<b>24</b>	0.02	0.01%	0.00%	0.68%
<b>25</b>	0.019	0.26%	0.00%	0.00%
<b>26</b>	0.019	0.00%	0.24%	0.00%
<b>27</b>	0.018	0.00%	0.04%	0.00%
<b>28</b>	0.017	0.09%	0.00%	0.00%
<b>29</b>	0.017	0.00%	0.00%	0.00%
<b>30</b>	0.017	0.01%	0.00%	0.42%
<b>TOTAL</b>		<b>99.96%</b>	<b>99.99%</b>	<b>99.92%</b>

De la tabla 3.10. se nota que el periodo fundamental de vibración con un valor de 0.588 segundos produce una traslación en X; el segundo modo, una traslación en Y; el tercer modo, una rotación en Z. Considerando solo los 9 primeros modos de vibración se pasa el 90% de la masa total en cada dirección.

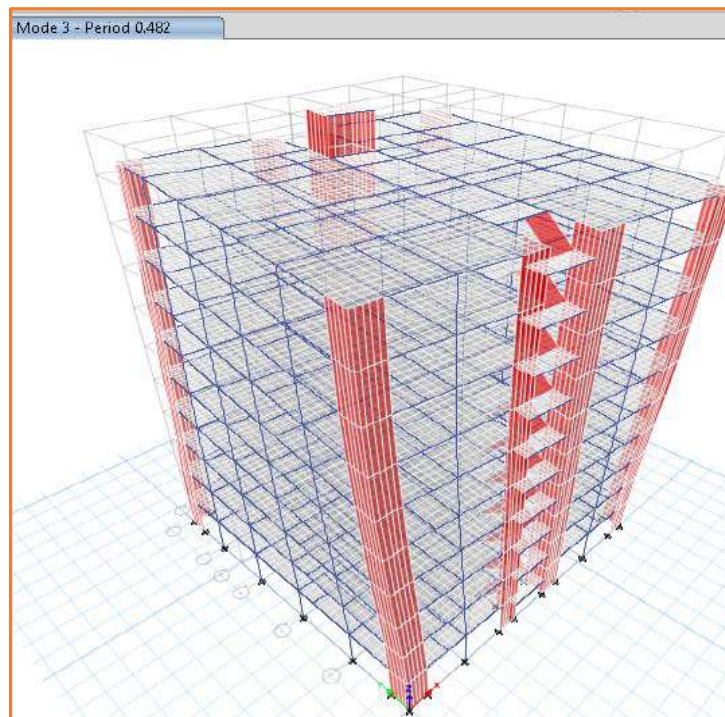


a) Modo de vibración traslacional en la dirección X





b) Modo de vibración traslacional en la dirección Y



c) Modo de vibración rotacional

**Figura N° 3.34. Modos de vibración del edificio modelo con sistema estructural dual.**

## D. Desplazamientos laterales y derivas de entrepiso

El cálculo de los desplazamientos se realizó directamente con el programa ETABS V16. Según lo indicado en la Norma E.030, el desplazamiento máximo obtenido del análisis lineal elástico debe multiplicarse por 0.75R para un edificio regular.

### a) Sistema estructural de pórticos

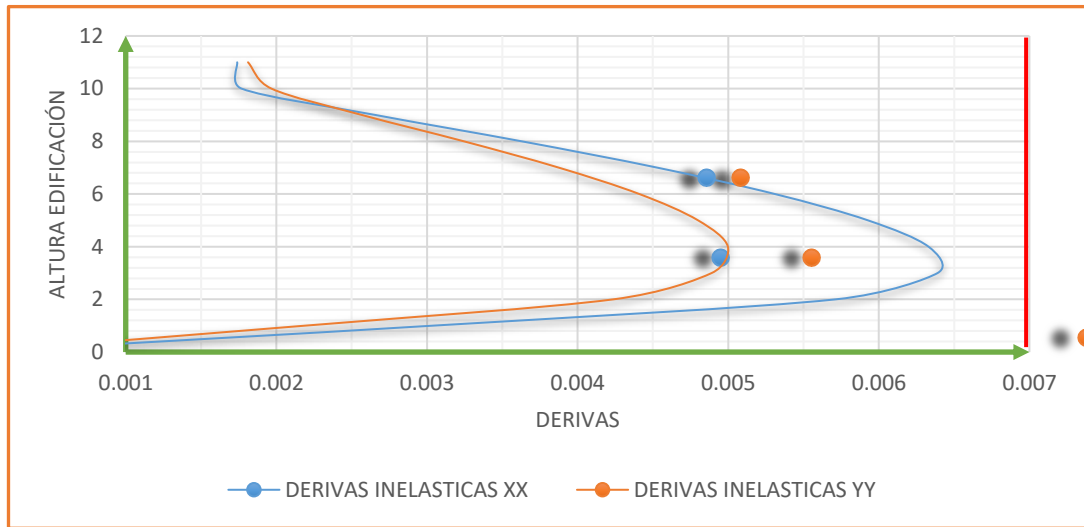
Para determinar las derivas elásticas en el programa se usó la ruta en el Model Explorer “Tables > Analysis > Results > Displacements > Story Drifts”.

$$\Delta_{inelástico-i} = 0.75 R \Delta_{elástico}$$

**Tabla N° 3. 11. Derivas inelásticas para el edificio modelo con sistema estructural de pórticos.**

Piso	Combo	Deriva elástica	0.75R	Deriva inelástica	CONDICIÓN
LOSA CM	DIN X Max	0.000290	6	0.001740	CUMPLE
PISO 10	DIN X Max	0.000295	6	0.001770	CUMPLE
PISO 9	DIN X Max	0.000443	6	0.002658	CUMPLE
PISO 8	DIN X Max	0.000605	6	0.003630	CUMPLE
PISO 7	DIN X Max	0.000755	6	0.004530	CUMPLE
PISO 6	DIN X Max	0.000885	6	0.005310	CUMPLE
PISO 5	DIN X Max	0.000988	6	0.005928	CUMPLE
PISO 4	DIN X Max	0.001055	6	0.006330	CUMPLE
PISO 3	DIN X Max	0.001065	6	0.006390	CUMPLE
PISO 2	DIN X Max	0.000952	6	0.005712	CUMPLE
PISO 1	DIN X Max	0.000505	6	0.003030	CUMPLE

Piso	Combo	Deriva elástica	0.75R	Deriva inelástica	CONDICIÓN
LOSA CM	DIN Y Max	0.000302	6	0.0018120	CUMPLE
PISO 10	DIN Y Max	0.000328	6	0.0019680	CUMPLE
PISO 9	DIN Y Max	0.000428	6	0.0025680	CUMPLE
PISO 8	DIN Y Max	0.000541	6	0.0032460	CUMPLE
PISO 7	DIN Y Max	0.000646	6	0.0038760	CUMPLE
PISO 6	DIN Y Max	0.000735	6	0.0044100	CUMPLE
PISO 5	DIN Y Max	0.0008	6	0.0048000	CUMPLE
PISO 4	DIN Y Max	0.000833	6	0.0049980	CUMPLE
PISO 3	DIN Y Max	0.000815	6	0.0048900	CUMPLE
PISO 2	DIN Y Max	0.000706	6	0.0042360	CUMPLE
PISO 1	DIN Y Max	0.000364	6	0.0021840	CUMPLE



**Figura N° 3.35. Derivas inelásticas del edificio modelo con sistema estructural de pórticos.**

**b) Sistema estructural dual**

Siguiendo la misma ruta que en el caso aporticado, se tiene

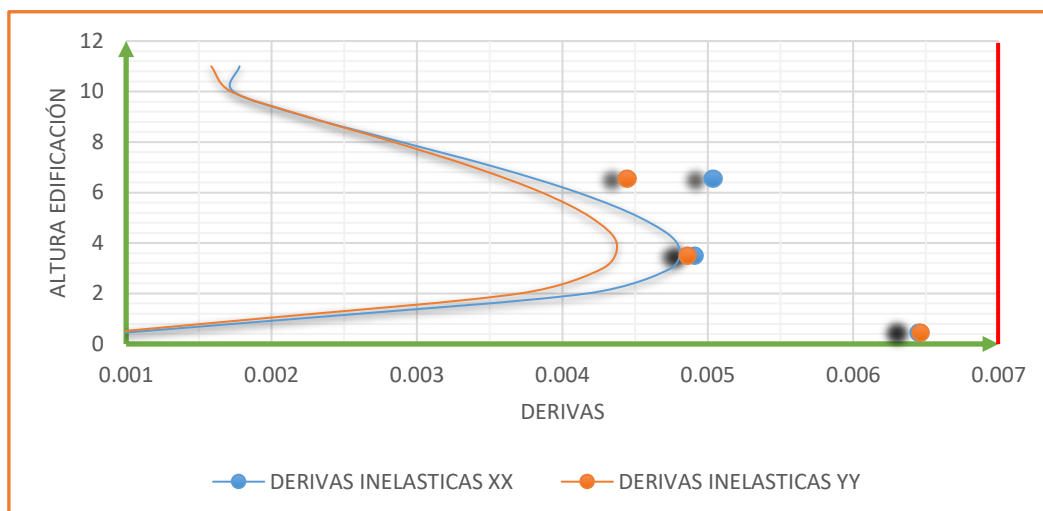
$$\Delta_{inelástico-i} = 0.75 R \Delta_{elástico}$$

$$\Delta_{inelástico-i} = 5.25 \Delta_{elástico}$$

**Tabla N° 3. 12. Derivas inelásticas para el edificio modelo con sistema estructural dual.**

Piso	Combo	Deriva elástica	0.75R	Deriva inelástica	CONDICIÓN
LOSA CM	DIN X Max	0.000339	5.25	0.00177975	<b>CUMPLE</b>
PISO 10	DIN X Max	0.000331	5.25	0.00173775	<b>CUMPLE</b>
PISO 9	DIN X Max	0.000427	5.25	0.00224175	<b>CUMPLE</b>
PISO 8	DIN X Max	0.000551	5.25	0.00289275	<b>CUMPLE</b>
PISO 7	DIN X Max	0.000675	5.25	0.00354375	<b>CUMPLE</b>
PISO 6	DIN X Max	0.000782	5.25	0.0041055	<b>CUMPLE</b>
PISO 5	DIN X Max	0.000864	5.25	0.004536	<b>CUMPLE</b>
PISO 4	DIN X Max	0.000912	5.25	0.004788	<b>CUMPLE</b>
PISO 3	DIN X Max	0.000904	5.25	0.004746	<b>CUMPLE</b>
PISO 2	DIN X Max	0.000794	5.25	0.0041685	<b>CUMPLE</b>
PISO 1	DIN X Max	0.000414	5.25	0.0021735	<b>CUMPLE</b>

Piso	Combo	Deriva elástica	0.75R	Deriva inelástica	CONDICIÓN
LOSA CM	DIN Y Max	0.000302	5.25	0.0015855	CUMPLE
PISO 10	DIN Y Max	0.000328	5.25	0.001722	CUMPLE
PISO 9	DIN Y Max	0.000428	5.25	0.002247	CUMPLE
PISO 8	DIN Y Max	0.000541	5.25	0.00284025	CUMPLE
PISO 7	DIN Y Max	0.000646	5.25	0.0033915	CUMPLE
PISO 6	DIN Y Max	0.000735	5.25	0.00385875	CUMPLE
PISO 5	DIN Y Max	0.0008	5.25	0.0042	CUMPLE
PISO 4	DIN Y Max	0.000833	5.25	0.00437325	CUMPLE
PISO 3	DIN Y Max	0.000815	5.25	0.00427875	CUMPLE
PISO 2	DIN Y Max	0.000706	5.25	0.0037065	CUMPLE
PISO 1	DIN Y Max	0.000364	5.25	0.001911	CUMPLE



**Figura N° 3.36. Derivas inelásticas del edificio modelo con sistema estructural dual.**

### E. Fuerza cortante mínima de diseño

Generalmente, los análisis dinámicos de los edificios brindan valores de cortantes en la base menores a los obtenidos mediante métodos estáticos. Por esta razón se amplifican los valores de esta fuerza para realizar el diseño de las secciones de los elementos estructurales.

De acuerdo a lo indicado en la Norma E.030 (2018) para cada dirección de análisis, la fuerza cortante basal calculada durante el análisis dinámico no podrá ser menor que el 80% de la calculada durante el análisis estático para el caso de una estructura regular, ni menor que el 90% en el caso de una estructura irregular.

a) Sistema estructural de pórticos

En ETABS, estos valores se obtienen de “Tables> Results > Reactions > Base Reactions”

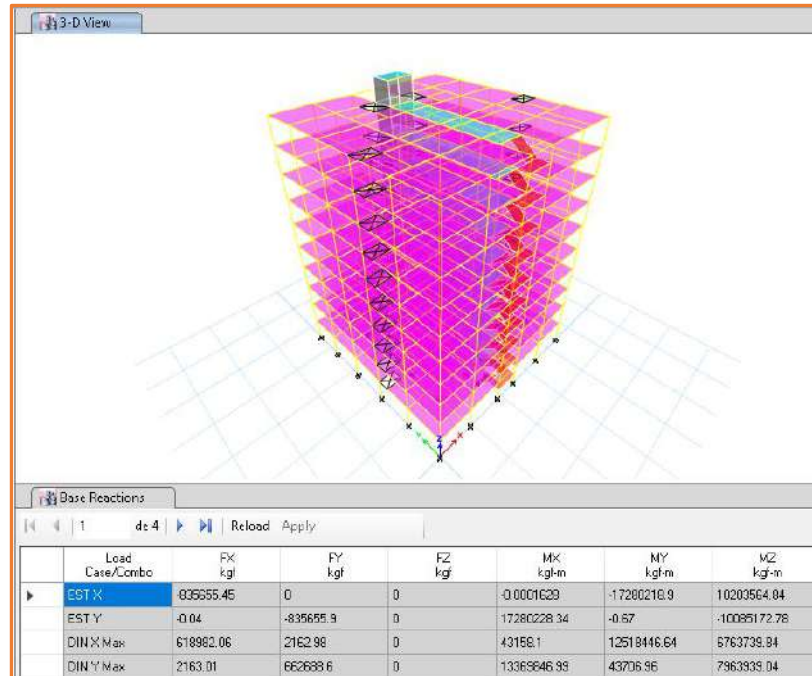


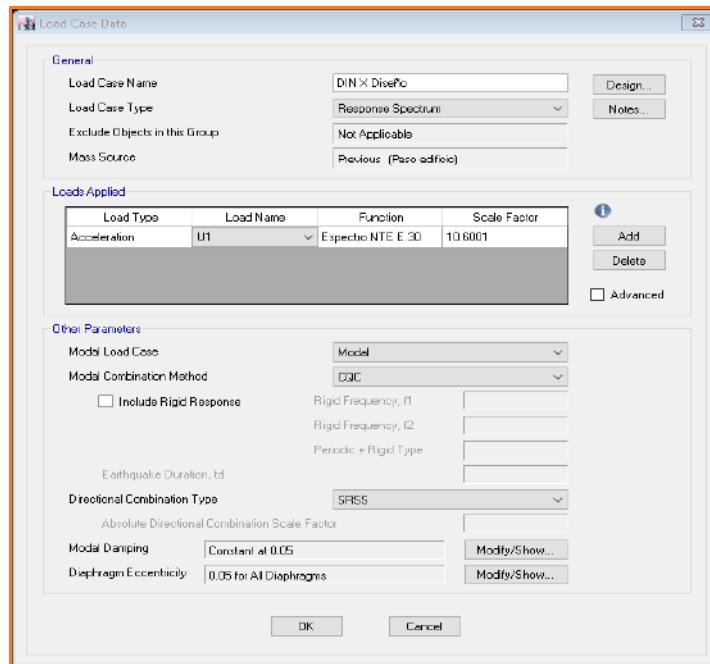
Figura N° 3.37. Cortante basal del edificio modelo con sistema estructural de pórticos

Tabla N° 3. 13. Cálculo del factor de escalamiento para la cortante mínima de diseño en sistemas estructurales de pórticos

Load Case/Combo	FX	FY	MX	MY	MZ
	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
EST X	-835655.45	0	-0.0001628	-17280218.9	10203564.84
EST Y	-0.04	-835655.9	17280228.34	-0.67	-10085172.78
DIN X Max	618982.06	2162.98	43158.1	12518446.64	6763739.84
DIN Y Max	2163.01	662688.6	13369846.99	43706.96	7963939.04

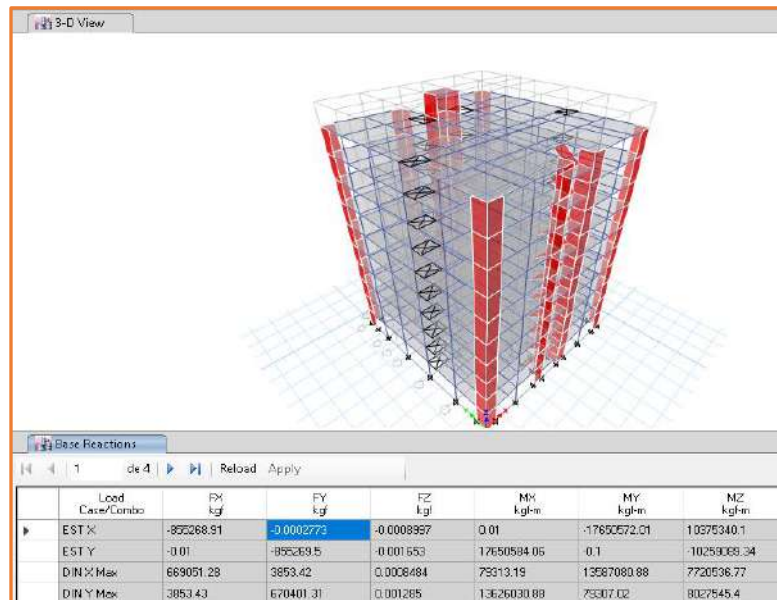
$V_{est}/V_{din} =$	74.07%	79.30%
<b>CONDICIÓN</b>	<b>ESCALAR</b>	<b>ESCALAR</b>
<b>F.E=</b>	1.08003835	1.00880673

Como la relación entre el cortante estático y dinámico fue menor a 80% se tuvo que escalar, estos factores fueron agregados en “Load Cases”. Por lo que se creó un nuevo caso dinámico denominado “DIN X Diseño y DIN Y Diseño”.



**Figura N° 3.38. Definición de load case del edificio modelo con sistema estructural aporticado**

En ETABS, siguiendo la misma ruta vista anteriormente, tenemos



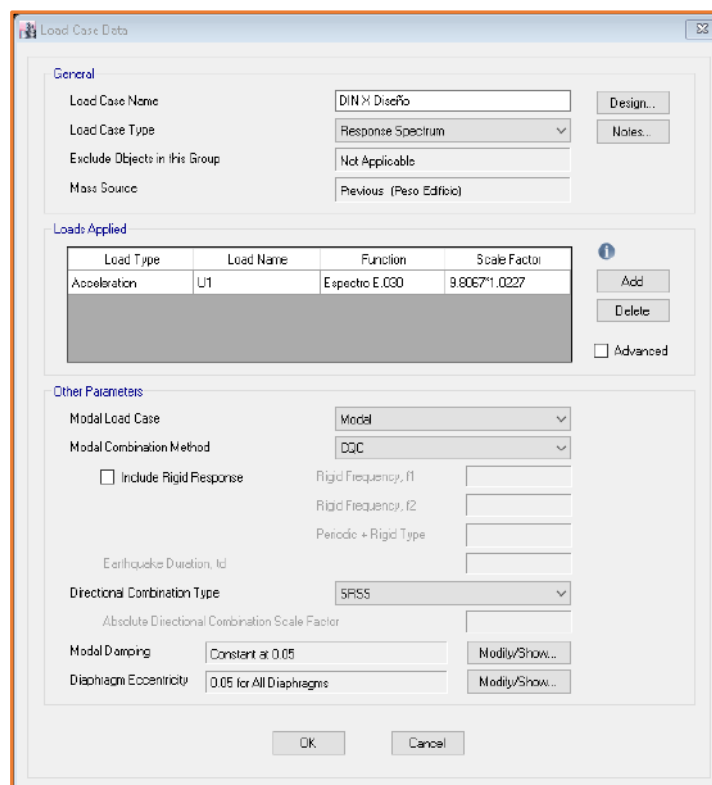
**Figura N° 3.39. Cortante basal del edificio modelo con sistema estructural dual**

**Tabla N° 3. 14. Cálculo del factor de escalamiento para la cortante mínima de diseño en sistema estructural dual**

Load Case/Combo	FX	FY	MX	MY	MZ
	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
EST X	-855268.91	-0.0002773	0.01	-17650572	10375340.1
EST Y	-0.01	-855269.5	17650584.1	-0.1	-10259089.3
DIN X Max	669051.28	3853.42	79313.19	13587080.9	7720536.77
DIN Y Max	3853.43	670401.31	13626030.9	79307.02	8027545.4

$V_{din}/V_{est} =$	78.23%	78.38%
<b>CONDICIÓN</b>	<b>ESCALAR</b>	<b>ESCALAR</b>
<b>F.E=</b>	1.0226647	1.020606

De la misma manera que en el edificio de pórtico se realizó el escalamiento para el edificio dual. Este procedimiento se muestra en la figura N° 3.40.



**Figura N° 3.40. Definición de load case del edificio modelo con sistema estructural dual**

Dichos factores de escala se usarán al momento de realizar las combinaciones de carga indicados en la sección 9.2 de la Norma E.060 (2016), donde se indica el procedimiento para calcular las resistencias requeridas de los elementos resistentes.

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm FE*CS$$

$$U = 0.9 CM \pm FE*CS$$

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CE$$

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV + 1.4 CL$$

Donde “CM” es carga muerta, “CV” carga viva, “CS” carga de sismo, “CE” es el empuje lateral de los suelos, “CL” la carga debida a la presión de los líquidos y “FE” es el factor de escala calculado en este apartado.

#### **F. Comprobación del sistema estructural**

Inicialmente se realizó una inspección visual de la estructuración y se asumió valores de R=8 en ambos sentidos para el sistema de pórticos y R= 7 en ambos sentidos para el sistema dual. Luego, se realizó la verificación cuyos resultados se muestran a continuación:

##### **a) Sistema estructural de pórticos**

En el programa ETABS se realizó una sección de corte (línea rosada) para poder obtener los valores de cortante (amarillo) que asume las columnas y placas en el primer piso de la edificación para los casos dinámicos en X e Y, con lo cual se obtuvo el tabla N° 3.15. Estos valores se obtienen seleccionando primero las columnas y muros, luego solo columnas.



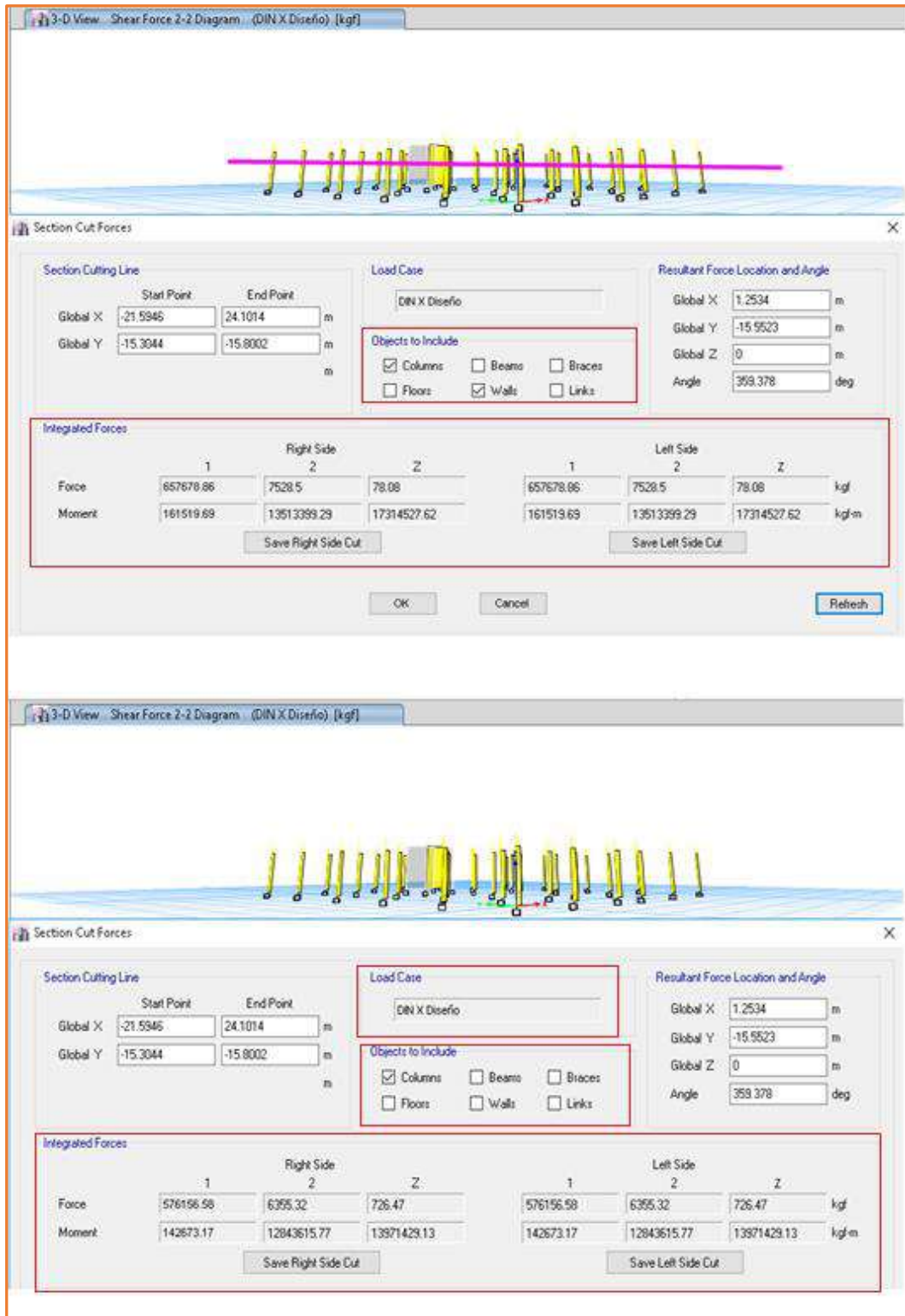


Figura N° 3.41. Sección de corte del primer piso del edificio modelo con sistema estructural de pórticos. (a) Sección de corte de columnas y placas. (b) Sección de corte de columnas

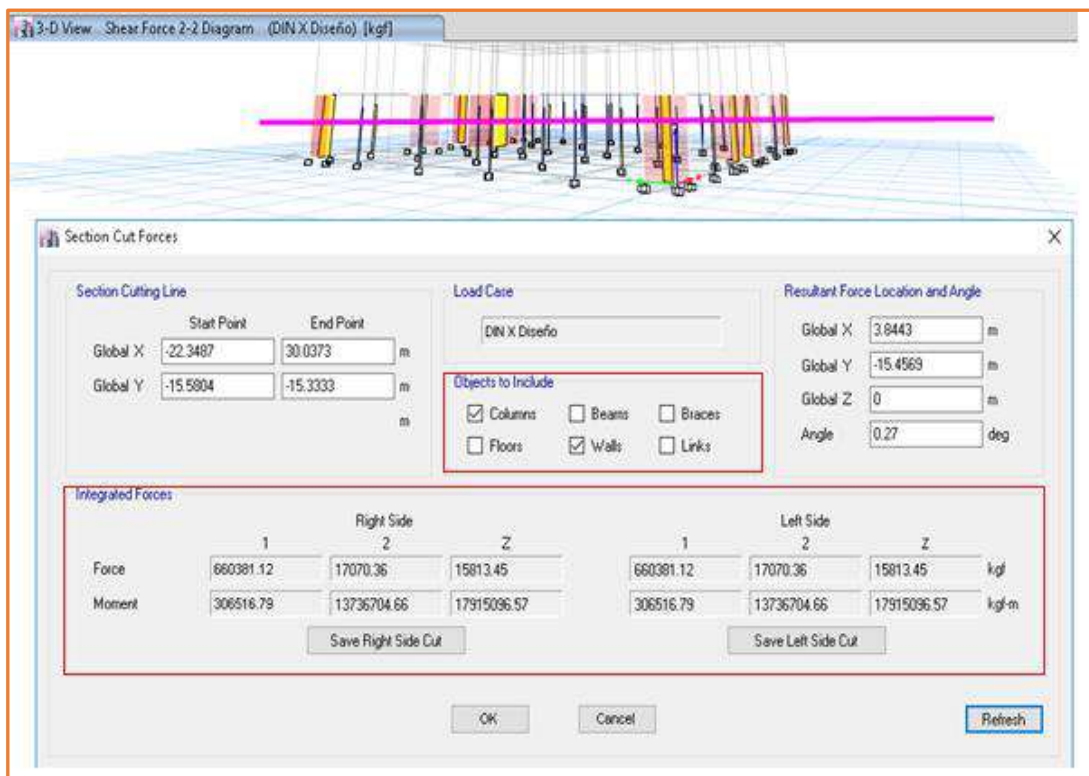
**Tabla N° 3. 15. Cortante en columnas y muros del edificio con sistema estructural aporticado**

Tipo	Dirección	
	X	Y
V Basal	657.68 Tn	667.28 Tn
V Columnas	576.16 Tn	541.36 Tn
V Muros	81.52 Tn	125.93 Tn
% VC	87.60%	81.13%
% VM	12.40%	18.87%

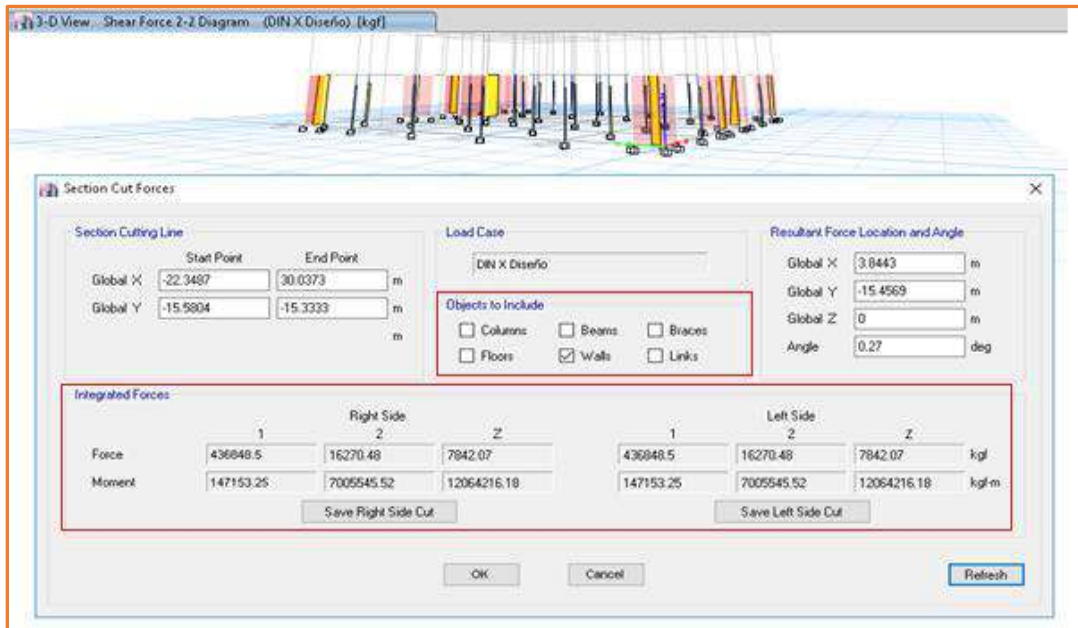
Como se aprecia en el tabla N° 3.15, las columnas en ambas direcciones resisten más del 80% del cortante basal, por lo que se considera como un edificio aporticado.

**b) Sistema estructural dual**

Siguiendo los mismos pasos que en el sistema de pórticos, para el edificio dual los valores se muestran en la tabla N° 3.16.



(a)



(b)

Figura N° 3.42. Sección de corte del primer piso del edificio modelo con sistema estructural dual. (a) Sección de corte de columnas y placas. (b) Sección de corte de placas.

Tabla N° 3. 16. Cortante en columnas y muros del edificio con sistema estructural dual

Tipo	Dirección	
	X	Y
V Basal	660.38 Tn	672.80 Tn
V Muros	436.85 Tn	445.56 Tn
V Columnas	223.53 Tn	227.24 Tn
% VM	66.15%	66.22%
% VC	33.85%	33.78%

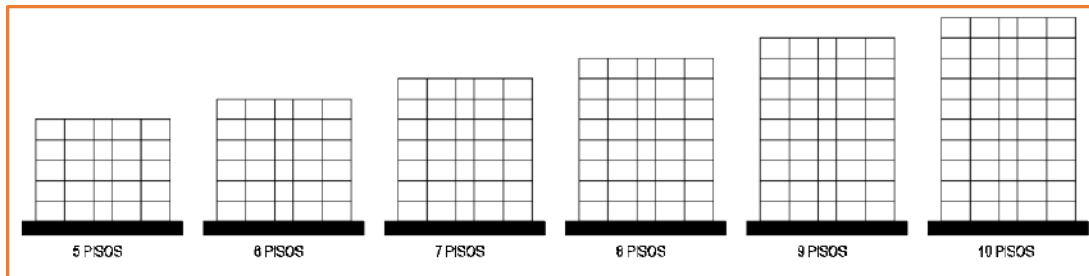
Según la tabla N° 3.16 las placas (muros) en ambos sentidos resisten más del 60% del cortante basal, por lo que se considera como dual.

#### 3.3.4.4. Introducción de variables de estudio en el programa ETABS

Las variables consideradas fueron el agrietamiento, rigidez y altura del edificio, estas variables fueron modificadas en el edificio modelo mediante el empleo del programa ETABS.

## A. Altura del edificio

Las alturas consideradas para ambos sistemas estructurales fueron de 5, 6, 7, 8, 9 y 10 pisos, como se aprecia en la figura N° 3.43.



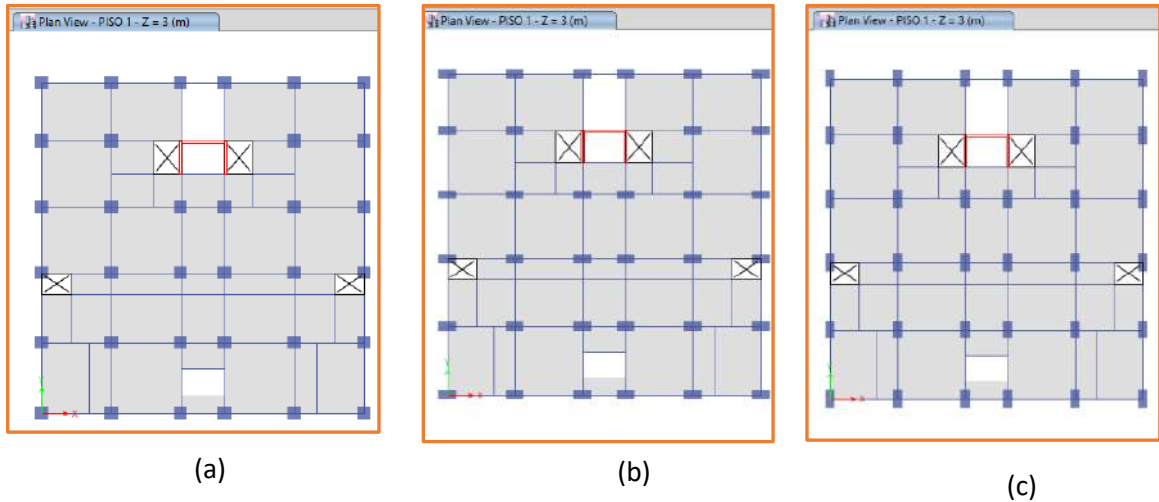
**Figura N° 3.43. Alturas consideradas en los modelos analizados**

## B. Rigidez de columnas

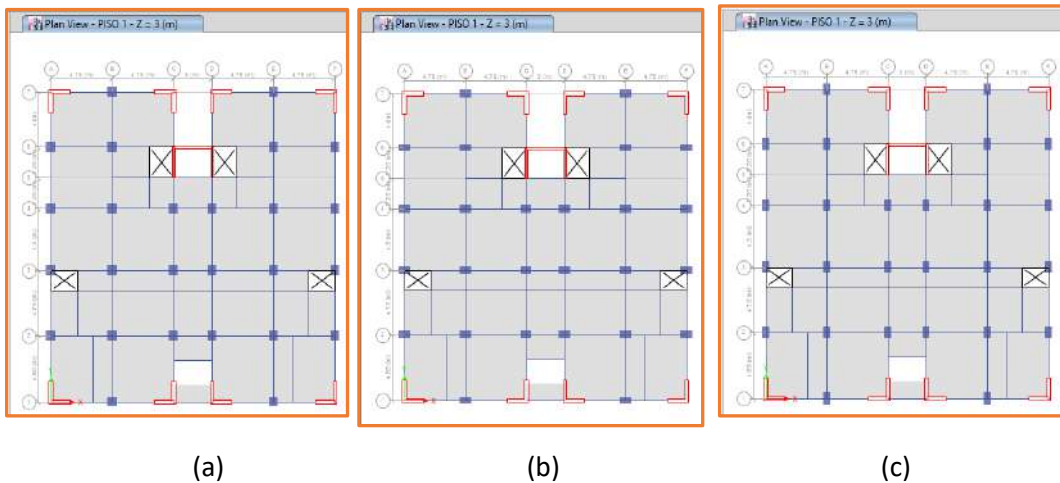
La variación de rigidez se consideró con el cambio de sección de columnas cuadradas a rectangulares teniendo en cuenta áreas equivalentes. Para cambiar las secciones de las columnas en el programa ETABS v16 se siguió la ruta “**Define > Section Properties > Frame Sections > Modify /Show Property...**”.

A la izquierda de la figura N° 3.44 se muestra la distribución en planta del edificio con columnas cuadradas de 90 cm x 90 cm; en el centro, columnas rectangulares de 125 cm x 65 cm con el lado más largo orientado en la dirección X y a la derecha muestra columnas de 65 cm x 125 cm con el lado más largo orientado en la dirección Y.

De la misma manera se realizó para el sistema estructura dual, a la izquierda de la figura N° 3.45 se muestra la distribución en planta del edificio con columnas cuadradas de 70 cm x 70 cm; en el centro columnas rectangulares de 90 cm x 55 cm con el lado más largo orientado en la dirección X y el de la derecha, columnas de 55 cm x 90 cm con el lado más largo orientado en la dirección Y.



**Figura N° 3.44. Secciones de columnas consideradas en los edificios con sistema estructural de pórticos. (a) columnas cuadradas de 90 x 90 cm, (b) columnas rectangulares de 125 x 65 cm y (c) columnas rectangulares de 65 x 125 cm**



**Figura N° 3.45. Secciones de columnas consideradas en los edificios con sistema estructural dual. (a) columnas cuadradas de 70 x 70 cm, (b) columnas rectangulares de 90 x 55 cm y (c) columnas rectangulares de 55 x 90 cm**

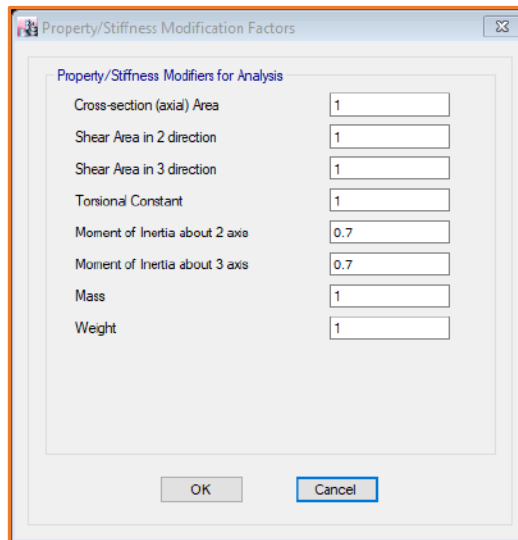
### C. Agrietamiento

Para el agrietamiento se emplearon factores propuestos por el RNE E.060 (2016), que recomienda utilizar factores de reducción de momentos de inercia de las secciones con inercia completa ( $I_g$ ).

### a) Agrietamiento en columnas

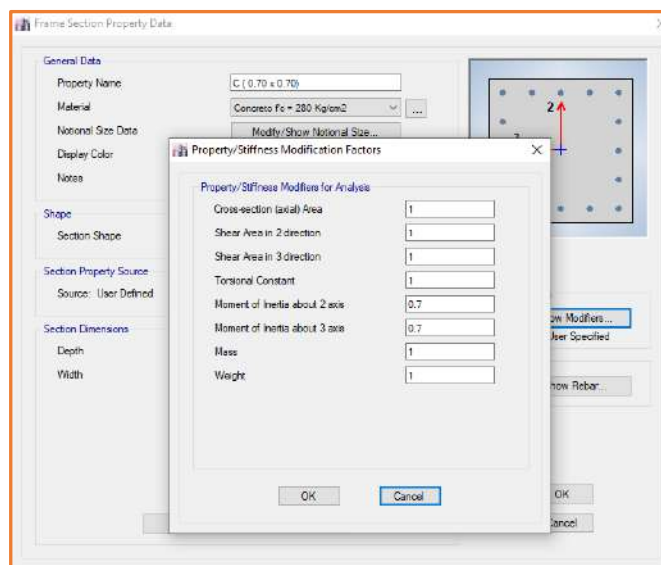
Para considerar el agrietamiento se siguió la ruta “**Define > Section Properties > Frame Sections...**”. Luego se seleccionó la sección de columna y en **Modify/ Show Property**; aparece la ventana de la figura N° 3.46, donde se cambiaron los valores unitarios correspondientes al momento de inercia de 1 a 0.70.

- ✓ Agrietamiento en columnas del sistema estructural de pórticos



**Figura N° 3.46. Inclusión de los factores de agrietamiento en columnas del edificio con sistema estructural de pórticos.**

- ✓ Agrietamiento en columnas del sistema estructural dual

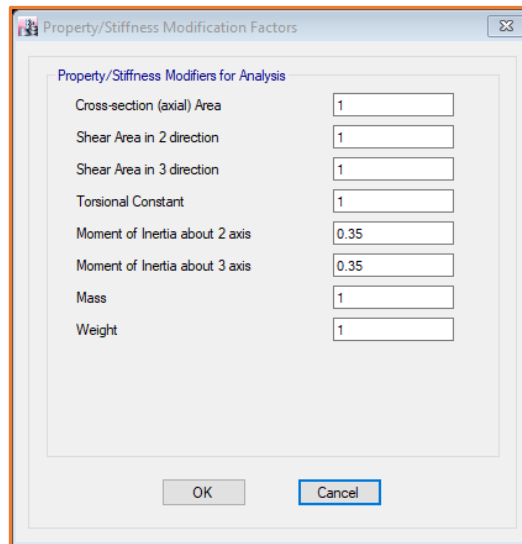


**Figura N° 3.47. Inclusión de los factores de agrietamiento en columnas del edificio con sistema estructural dual.**

## b) Agrietamiento en vigas

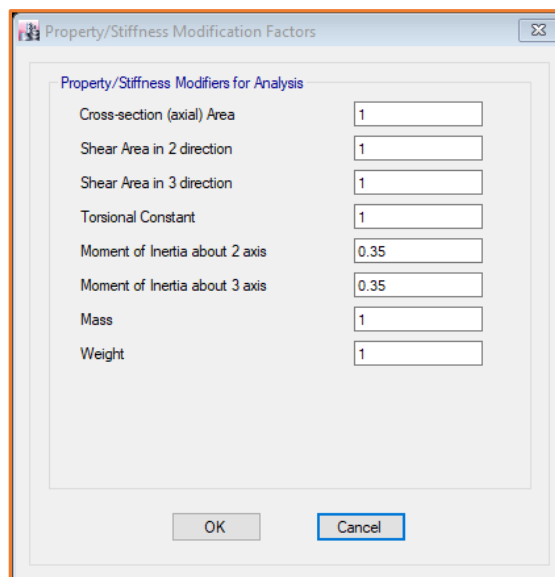
El procedimiento para la incorporación de las rigideces efectivas en vigas es similar al utilizado en columnas. Las figuras N° 3.48 y N° 3.49., muestran la incorporación de los factores de modificación de rigidez para la viga.

- ✓ Agrietamiento en vigas del sistema estructural de pórticos



**Figura N° 3.48. Inclusión de los factores de agrietamiento en vigas del edificio con sistema estructural de pórticos.**

- ✓ Agrietamiento en vigas del sistema estructural dual

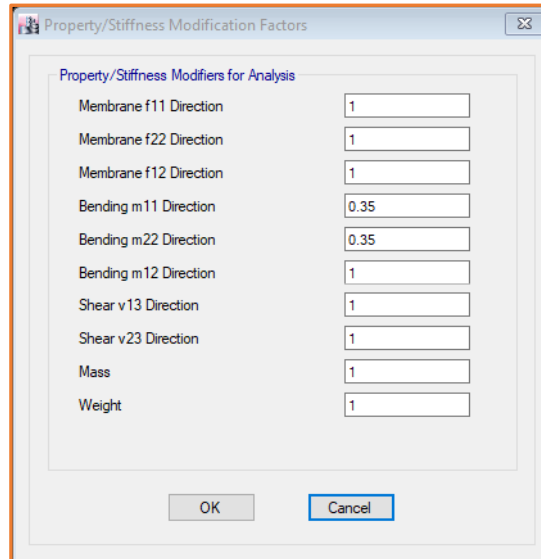


**Figura N° 3.49. Inclusión de los factores de agrietamiento en vigas del edificio con sistema estructural dual.**

### c) Agrietamiento en muros

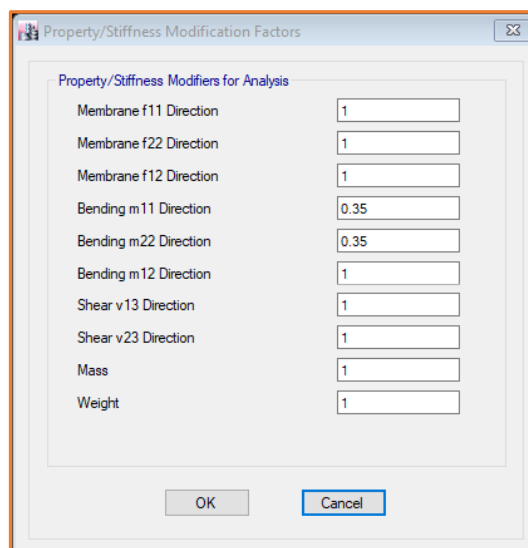
Este cambio se realiza siguiendo la ruta “**Define > Section Properties> Wall Sections...**”. Se seleccionan los muros y dando clic en **Modify/ Show Property** se incluye el agrietamiento como se aprecia en las figuras N° 3.50 y N° 3.51.

- ✓ Agrietamiento en muros del sistema estructural de pórticos



**Figura N° 3.50. Inclusión de los factores de agrietamiento en muros del edificio modelo con sistema de pórticos.**

- ✓ Agrietamiento en muros del sistema estructural dual



**Figura N° 3.51. Inclusión de los factores de agrietamiento en muros del edificio modelo con sistema estructural dual.**



### **3.4. Análisis e interpretación de datos**

#### **3.4.1. Técnicas de procesamiento de datos**

Se utilizaron programas informáticos para procesar los datos obtenidos en el presente estudio como:

- ✓ Microsoft Excel 2016: software empleado para la realización de cálculos y obtención de gráficos y tablas.
- ✓ AutoCAD 2017: programa utilizado para desarrollar los planos, mediciones, cálculos de áreas y visualización de elementos estructurales.
- ✓ ETABS V.16: programa computacional con el cual se realizó el análisis estructural y dimensionamiento del edificio. Este programa permite la obtención de la variable en estudio de manera rápida y directa.

#### **3.4.2. Técnicas de análisis e interpretación de datos**

Los datos procesados han sido analizados e interpretados según los objetivos de la investigación, por lo que se calculó la relación que había entre los modelos en condiciones iniciales (edificios 10 pisos sin considerar agrietamiento y con columnas cuadradas) y los modelos en condiciones finales (edificios en los cuales se ha incluido las variables). Para calcular esta relación se empleó la diferencia relativa, la cual se expresa como:

$$\Delta = \frac{T_f - T_0}{T_0} \times 100 \quad \dots (3.6)$$

Donde:

$T_f$ : Valor de periodo fundamental en condiciones finales

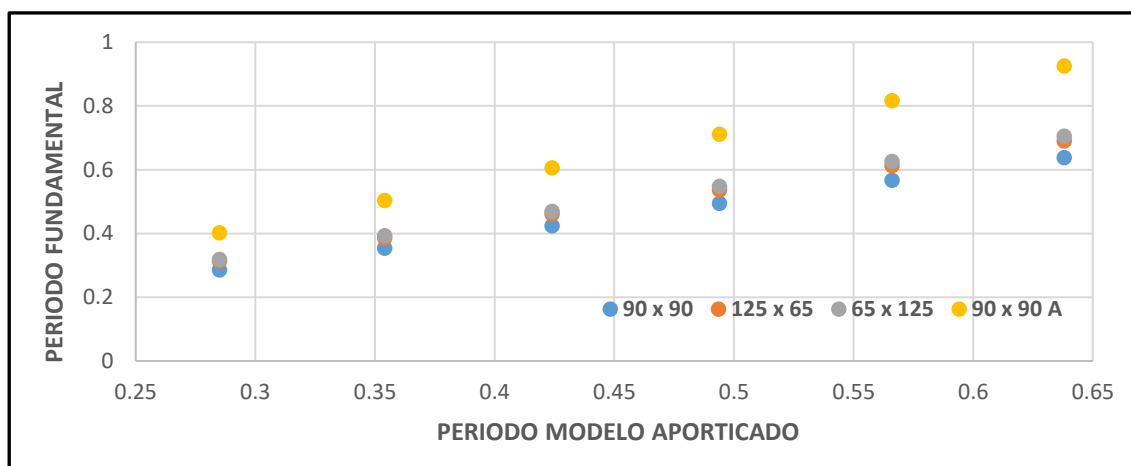
$T_0$ : Valor de periodo fundamental en condiciones iniciales

Los resultados obtenidos fueron organizados en tablas y gráficos para facilitar su entendimiento.

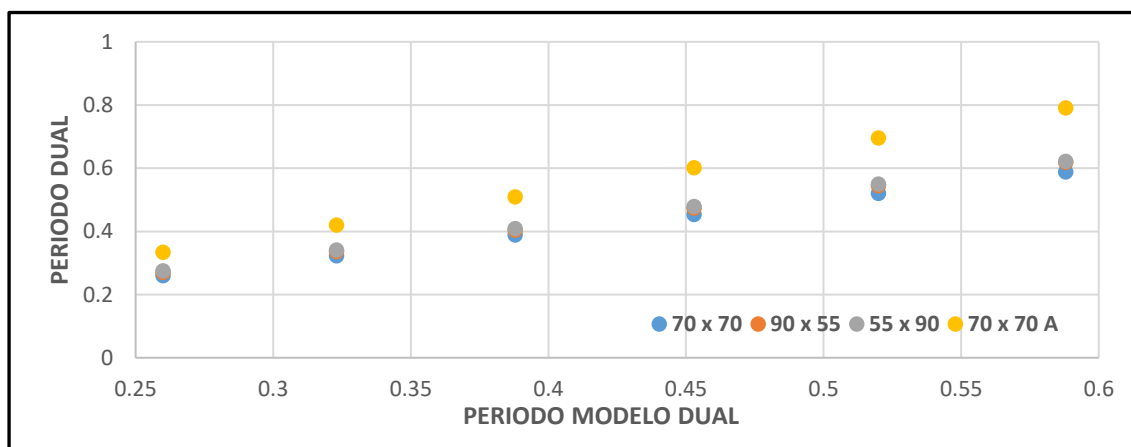
## CAPÍTULO IV.

### ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

El propósito fundamental de esta investigación es calcular la influencia de la variación de la altura, rigidez y agrietamiento en el periodo fundamental en un edificio multifamiliar pero con diferentes sistemas estructurales, estableciendo relaciones entre los valores obtenidos en modelos de diferentes características, analizando combinaciones de 6 alturas (10, 9, 8, 7, 6 y 5 niveles), 3 rigideces diferentes (columnas cuadradas y rectangulares) y 2 condiciones de agrietamiento (agrietado y no agrietado), para un total de 36 modelos para el sistema estructural de pórticos y 36 para el sistema estructural dual. Los valores obtenidos en estos modelos se muestran en la figura N° 4.1 y 4.2.



**Figura N° 4.1. Periodo fundamental de los edificios con sistema estructural aporticado.**



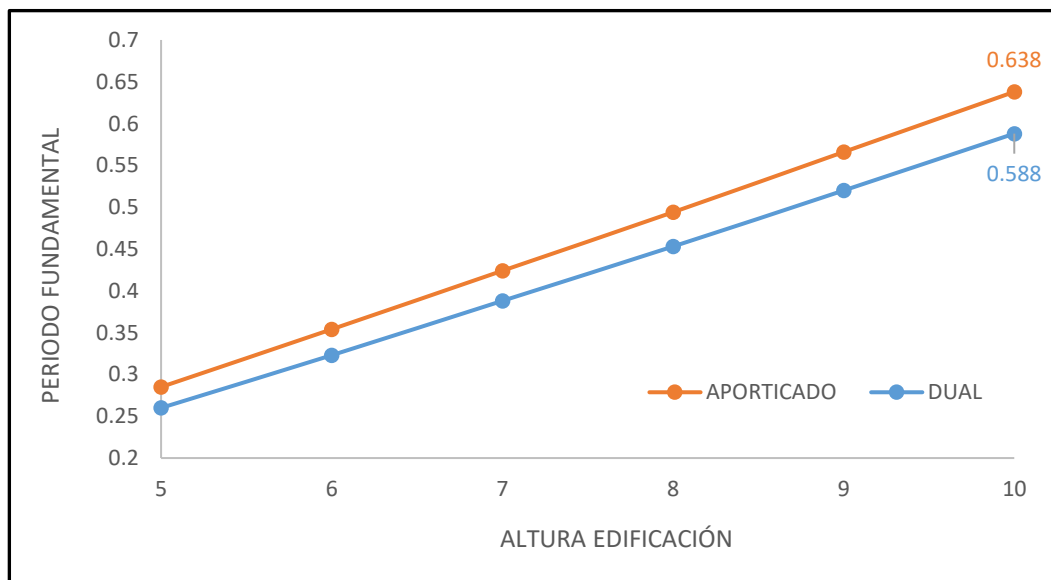
**Figura N° 4.2. Periodo fundamental de los edificios con sistema estructural dual.**

#### 4.1. Altura

En la siguiente tabla se muestran los valores obtenidos para el periodo fundamental por cada sistema estructural cuando disminuye la altura de la edificación, con lo cual se analizaron 12 modelos, 6 para el sistema aporticado y 6 para el sistema dual.

**Tabla N° 4. 1. Periodo fundamental considerando la variación de la altura.**

Modelo	Altura	Aporticado	Dual
6	5	0.285	0.260
5	6	0.354	0.323
4	7	0.424	0.388
3	8	0.494	0.453
2	9	0.566	0.520
1	10	0.638	0.588



**Figura N° 4. 3. Periodo fundamental considerando la variación de la altura**

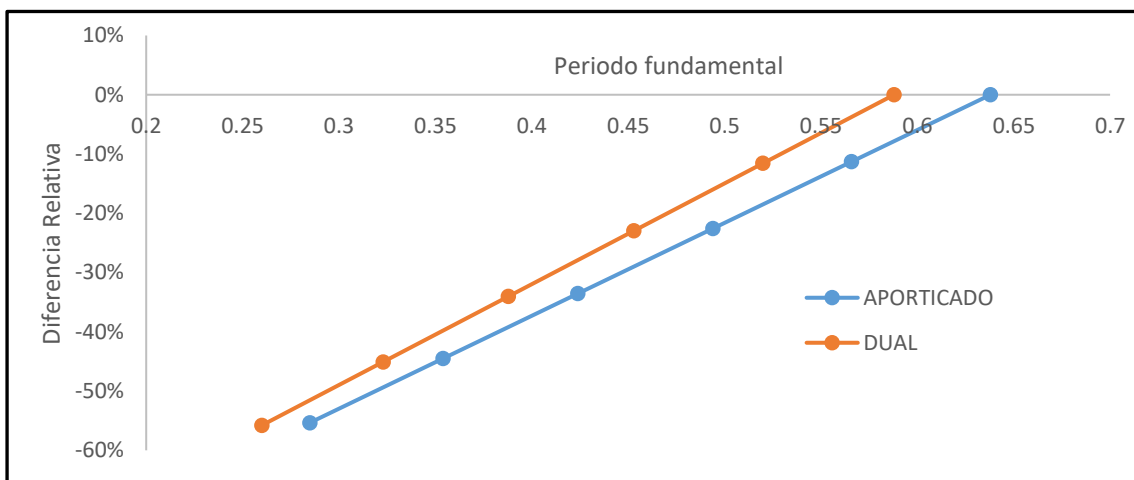
De la figura N° 4.3 es posible notar que el rango en el que se encuentra el periodo fundamental para los edificios de 5 a 10 pisos esta entre 0.25 a 0.65 segundos para ambos sistemas estructurales. Usualmente, los periodos del suelo son entre 0.5 y 1 segundos, de tal modo que es posible que el edificio y el suelo tengan el mismo periodo fundamental. Por lo tanto, hay una alta posibilidad de que el edificio se aproxime a un estado de resonancia parcial o cuasi-resonancia

Una forma de reducir o eliminar la posibilidad de una amplificación forzada por resonancia o cuasi-resonancia es “sintonizar” el edificio de modo que su propio periodo este fuera del intervalo de los periodos probables del terreno.

Para conocer cuanto influye la variación de altura en los edificios modelos analizados se ha empleado la ec. 3.6, con lo cual obtenemos la tabla N° 4.2.

**Tabla N° 4. 2. Diferencia relativa considerando la variación de la altura.**

Altura	Aporticado	Dual
5	-55%	-56%
6	-45%	-45%
7	-34%	-34%
8	-23%	-23%
9	-11%	-12%
10	0%	0%



**Figura N° 4. 4. Diferencia relativa considerando la variación de altura**

De la figura N° 4.4 apreciamos que para los edificios aporticados y duales de 9 pisos el periodo fundamental es aproximadamente 11% menos que en los edificios de 10 pisos, para los edificios de 8 pisos es 23%, para los edificios de 7 pisos el 34%, así sucesivamente, con lo cual se puede determinar que el periodo de vibración varía en 11% por cada diferencia de niveles consecutivos.

Si comparamos con los resultados obtenidos por Domínguez (2014) notamos que concuerdan ya que el periodo fundamental disminuye al disminuir el número de pisos. Esto se debe principalmente a la disminución de masa y rigidez del edificio provocado por la disminución de su altura.

## 4.2. Rigidez

Para la variación de la rigidez se consideró el cambio de columnas cuadradas a rectangulares teniendo en cuenta áreas equivalentes, este cambio se realizó para los edificios estructurales aperticados y duales, con lo cual se analizaron 36 modelos.

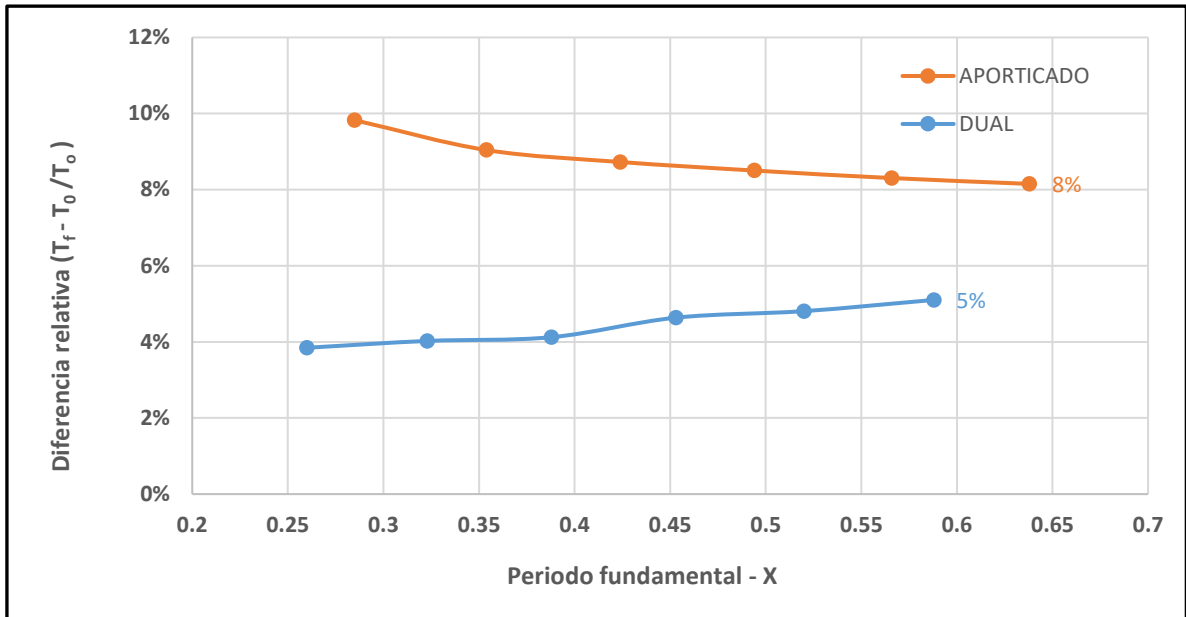
**Tabla N° 4. 3. Periodo fundamental considerando la variación de rigidez**

Número de pisos	Pórticos			Dual		
	90 x 90	125 x 65	65 x 125	70 x 70	90 x 55	55 x 90
5	0.285	0.313	0.318	0.260	0.270	0.275
6	0.354	0.386	0.393	0.323	0.336	0.341
7	0.424	0.461	0.469	0.388	0.404	0.409
8	0.494	0.536	0.547	0.453	0.474	0.479
9	0.566	0.613	0.626	0.520	0.545	0.550
10	0.638	0.690	0.705	0.588	0.618	0.622

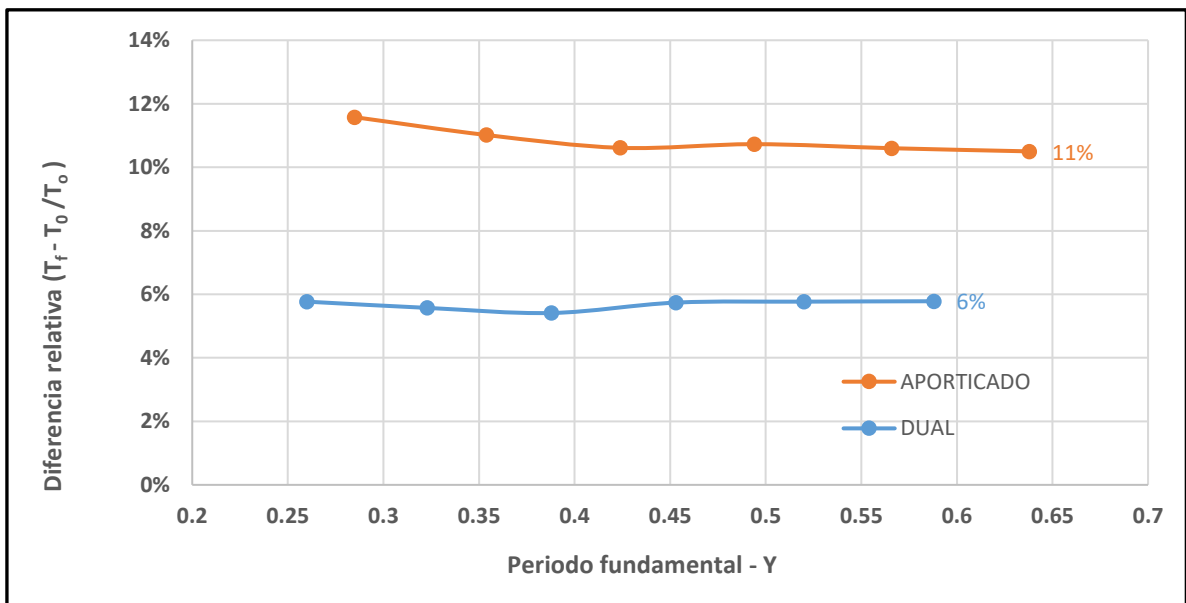
Aplicando la ec. 3.6. obtenemos la diferencia relativa por cada sección de columna según el número de pisos y la dirección de análisis, estos valores se aprecian en la siguiente tabla.

**Tabla N° 4. 4. Diferencia relativa considerando la variación de rigidez.**

Número de pisos	DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
	125 x 65	90 x 55	65 x 125	55 x 90
5	1.098	1.038	1.116	1.058
6	1.090	1.040	1.110	1.056
7	1.087	1.041	1.106	1.054
8	1.085	1.046	1.107	1.057
9	1.083	1.048	1.106	1.058
10	1.082	1.051	1.105	1.058



**Figura N° 4. 5. Diferencia relativa considerando la variación de rigidez en la dirección X-X.**



**Figura N° 4. 6. Diferencia relativa considerando la variación de rigidez en la dirección Y-Y.**

De las figura N°4.5 y N° 4.6 se aprecia que el variar la rigidez de la estructura considerando áreas equivalentes provoca mayores periodos de vibración en edificios aporticados que en edificios duales; en los edificios aporticados, el modo fundamental aumentó entre un 7% a 10% en la dirección X y 10% a 12% en la dirección Y; mientras que, en los edificios duales el aumento fue menor, estando entre los rangos del 4% al 6% para ambas direcciones.

Domínguez Caicedo (2014) concluye que al aumentar la rigidez disminuye el periodo fundamental, en nuestro caso, al cambiar la sección de las columnas cuadradas a rectangulares aumentó la rigidez y también el periodo fundamental, esto se debe a que al variar las secciones de las columnas la masa se incrementa

Esta variación en la rigidez para el sistema aporticado y dual es despreciable, sin embargo, Marte (2014) recomienda para zonas sísmicas mantener una relación de inercia  $I_x/I_y$  próxima a la unidad, debido a la incertidumbre que existe en la dirección del terremoto.

### 4.3. Agrietamiento

Los periodos fundamentales obtenidos para los 24 modelos en condiciones agrietadas y no agrietadas para ambos sistemas estructurales se muestran en la tabla N.º 4.5.

**Tabla N.º 4. 5. Periodo fundamental considerando el agrietamiento**

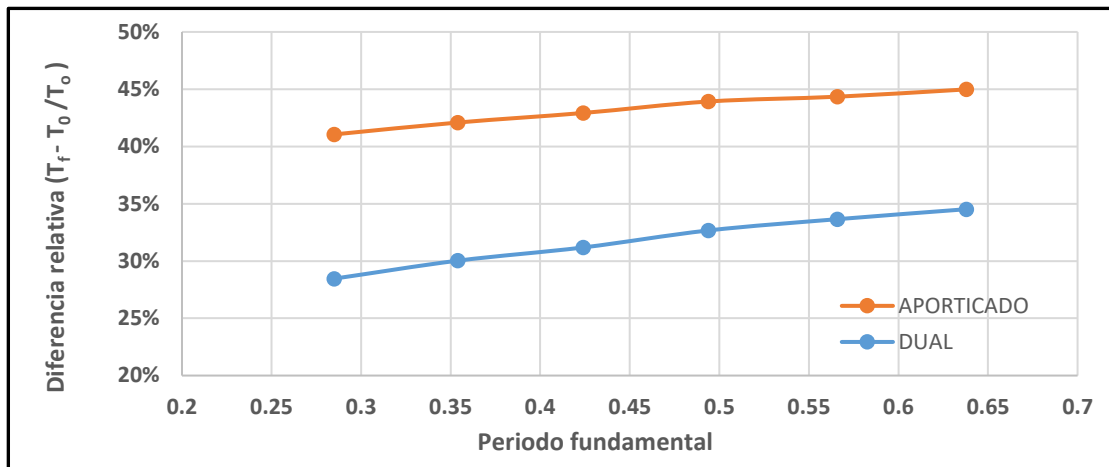
Número de pisos	Pórticos		Dual	
	Ig	Ia	Ig	Ia
5	0.285	0.402	0.260	0.334
6	0.354	0.503	0.323	0.420
7	0.424	0.606	0.388	0.509
8	0.494	0.711	0.453	0.601
9	0.566	0.817	0.520	0.695
10	0.638	0.925	0.588	0.791

De la tabla anterior, podemos notar que el periodo de vibración en los modelos aporticados es mayor que en los modelos con sistema estructural dual, esto se debe principalmente a que los edificios con sistema estructural dual presentan mayor rigidez.

Para estimar la influencia del agrietamiento en el periodo fundamental se compararon los resultados de los casos agrietados (Ia) respecto a los casos sin agrietar (Ig). Esta comparación se hizo empleando la ec. 3.6, con lo cual se obtuvo la tabla N.º 4.6.

**Tabla N° 4. 6. Diferencia relativa considerando el agrietamiento**

Número de pisos	Sistema estructural	
	Pórticos	Dual
5	41%	28%
6	42%	30%
7	43%	31%
8	44%	33%
9	44%	34%
10	45%	35%



**Figura 4. 7. Diferencia relativa considerando el agrietamiento**

Los resultados muestran que los periodos de vibración para los edificios con pórticos son entre 40% a 45% mayores cuando se considera el agrietamiento, mientras que en edificios duales este porcentaje es menor, llegando a valores máximos de 35%.

Comparando los resultados obtenidos, con los conseguidos por López y Music (2016) y Ramirez (2018); notamos que concuerdan ya que la relación entre el periodo fundamental considerando el agrietamiento y sin agrietar es inferior a 1.5 para sistemas duales y aporticados.



## CAPÍTULO V.

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1. Conclusiones

1. Los resultados muestran que cuando varía la altura, rigidez y agrietamiento, el periodo fundamental se ve afectado.
2. La variación de altura afecta en la misma medida a los edificios con sistemas estructurales de pórtico y duales, ya que para ambos sistemas estructurales se tiene que el periodo de vibración disminuye aproximadamente 11% por cada diferencia de niveles.
3. El modo fundamental aumenta en un máximo de 11% en sistemas tipo pórtico cuando se cambia la sección de la columna cuadrada a rectangular, considerando áreas equivalentes, mientras que en los sistemas duales este aumento es mucho menor, llegando hasta un 6%.
4. Cuando se incluye el agrietamiento en los elementos estructurales, el primer modo aumenta como máximo en 45% para sistemas aporricados; mientras que en sistemas duales llega hasta un 35%.
5. De las variables analizadas, el agrietamiento es la que mayor influencia tiene en el cálculo del periodo fundamental, por lo que se debería considerar en el análisis sísmico de una edificación para poder obtener valores máximos más próximos a la realidad.
6. Los edificios multifamiliares de mediana altura, tienen mayores probabilidades de sufrir fenómenos de resonancia ya que sus periodos están en el rango de vibración del terreno. Una forma de reducir o eliminar la posibilidad de resonancia o cuasi-resonancia en las edificaciones es determinar el periodo de vibración del suelo y de acuerdo a eso cambiar el sistema estructural, cambiar la altura, los materiales o una combinación de estos con el fin de variar el periodo de la estructura para que estos no se asemejen.

## 5.2.Recomendaciones

1. Se recomienda realizar un análisis sísmico considerando la interacción suelo – estructura y comparar la variación del periodo fundamental, desplazamientos máximos, fuerzas internas y cortante basal.
2. Una manera de determinar el periodo fundamental de una estructura de manera práctica es empleando la vibración ambiental, por lo que se recomienda realizar un estudio comparativo entre el periodo fundamental calculado de manera teórica y práctica en edificaciones Cajamarquinas.
3. En esta investigación se asumieron edificios con columnas cuadradas, de ahí que se recomienda calcular el periodo fundamental considerando otras secciones de columnas.
4. En futuras investigaciones se recomienda calcular la influencia del agrietamiento, variación de altura y rigidez en el cálculo del periodo fundamental en edificios de baja altura.
5. Se recomienda realizar otros estudios en edificios multifamiliares irregulares y edificios de oficinas, así como otros tipos de suelos. Los resultados obtenidos en esta investigación son preliminares y no se pueden generalizar para todas las estructuras de concreto.
6. Se recomienda calcular el periodo de vibración del suelo con el fin de evitar posibles resonancias.
7. Se recomienda realizar el diseño en acero de los elementos estructurales y ver cómo influye el periodo fundamental en las cuantías.

## CAPÍTULO VI.

### REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ✓ Anónimo. (2011). Elementos estructurales y construcción (en línea, sitio web). Consultado el 18 de agosto 2020. Disponible en <https://es.scribd.com/doc/71112575/Elementos-Estructurales-y-Construccion>
- ✓ Arias Odón, F G. (2012). El proyecto de investigación: introducción a la metodología científica. 6ta ed. Caracas, Venezuela, Editorial Episteme. 146 p.
- ✓ Bazán Zurita, E; Meli Piralla, R. (2002). Manual de diseño sísmico de edificios. Nueva ed. México, Limusa. 246 p.
- ✓ Blanco Blasco, A. (2007). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima, Perú. 300 p.
- ✓ Braja M, D; Ramana, G V. (2010). Principles of soil dynamics. 2da ed. Sacramento, USA. 673 p.
- ✓ Carreño y Serrano. (2005). Metodología de evaluación en patología estructural. Tesis Ing. Bucaramanga, Colombia. Universidad Industrial de Santander. 377 p.
- ✓ Carrillo León, W J. (2009). Estimación de los periodos naturales de vibración de viviendas de baja altura con muros de concreto (en línea, sitio web). Revista de Ciencia e Ingeniería Neogranadina, 19: 1-17. Consultado el 10 de agosto 2019. Disponible en <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=91113004003>
- ✓ Cassano, A M. (2009). Análisis de estructuras bajo acciones dinámicas (en línea, sitio web). Consultado el 20 de agosto 2020. Disponible en <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=91113004003>.

- ✓ Chalah, F., Falek, K., Eddine Djellab, S. y Adberrahim, B. (2014). Fundamental Vibration Period of SW Buildings. ScienceDirect. 7 p.
- ✓ Chopra, A K. (2014). Dinámica de estructuras. 4ta ed. Murrieta Murrieta, J E (trad.). México, Pearson. 752 p.
- ✓ de Montserrat Navarro, A. (2013). Relación entre el periodo fundamental de vibración y el índice de daño de un edificio de hormigón armado. Tesis Master. Barcelona, España, Universidad Politécnica de Catalunya. 96 p.
- ✓ Domínguez Caicedo, M. (2014). Períodos de vibración de las edificaciones. Revista de Arquitectura e Ingeniería 8(2): 1–13.
- ✓ Egoavil Santisteban, N. (s.f). Ventajas y desventajas de los Sistemas Estructurales (en línea, sitio web). Consultado el 20 de agosto 2020. Disponible en <https://es.scribd.com/document/347390526/Ventajas-y-Desventajas-de-Los-Sistemas-Estructurales>
- ✓ Esparza Díaz, C. (2005). Mecánica de sólidos. Cajamarca, Perú. 874 p.
- ✓ Espinoza Poves, D. (2016). Respuesta dinámica de un edificio instrumentado de concreto armado. Tesis maestría. Lima, Perú, Universidad Nacional de Ingeniería. 207p.
- ✓ Espinoza F. (1999). Determinación de características dinámicas de estructuras. Tesis doctoral. Cataluña, España. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos Universidad Politécnica de Cataluña.
- ✓ Garay Chávez, R K. (2017). Influencia de la interacción suelo – estructura en el comportamiento sísmico de un edificio de 7 niveles del proyecto “Multifamiliar los balcones del valle” Barrio Columbo - Cajamarca. Tesis Ing. Cajamarca, Perú. Universidad Nacional de Cajamarca. 176p.
- ✓ Gómez Hernández, J A. (2002). Presentación de un nuevo modelo matemático para cálculo del periodo fundamental de vibración de estructuras de edificios. (en línea, sitio

web). Ciudad de México, México. Consultado el 23 de abril 2020. Disponible en [http://www.smie.org.mx/SMIE\\_Articulos/co/co\\_12/te\\_01/ar\\_15.pdf](http://www.smie.org.mx/SMIE_Articulos/co/co_12/te_01/ar_15.pdf)

- ✓ Google. (s.f). [Mapa de Perú y del departamento de Cajamarca, Perú en Google maps]. Recuperado el 02 abril 2020. Disponible en: [https://www.google.com/search?q=mapa+de+departamento+de+cajamarcaperu&tbm=isch&ved=2ahUKEwjQgbW1jdPuAhVoBbkGHRkkBHIQ2-cCegQIABAA&oq=mapa+de+departamento+de+cajamarcaperu&gs\\_lcp=CgNpbWcQAzoGCAAQBxAeOggIABAIEAcQHjoECAAQGFDXN1jdVGDmVWgAcAB4AIBqQGIAfIYkgEEMC4yNZgBAKABAaoBC2d3cy13aXotaW1nwAEB&sclient=img&ei=Q2odYJDUAEiK5OUPmciQkAc&bih=657&biw=1366#imgrc=sTPpThGUn9zXNM](https://www.google.com/search?q=mapa+de+departamento+de+cajamarcaperu&tbm=isch&ved=2ahUKEwjQgbW1jdPuAhVoBbkGHRkkBHIQ2-cCegQIABAA&oq=mapa+de+departamento+de+cajamarcaperu&gs_lcp=CgNpbWcQAzoGCAAQBxAeOggIABAIEAcQHjoECAAQGFDXN1jdVGDmVWgAcAB4AIBqQGIAfIYkgEEMC4yNZgBAKABAaoBC2d3cy13aXotaW1nwAEB&sclient=img&ei=Q2odYJDUAEiK5OUPmciQkAc&bih=657&biw=1366#imgrc=sTPpThGUn9zXNM)
- ✓ Google. (s.f). [Mapa de Ubicación de proyecto, Cajamarca, Perú en Google Earth]. Recuperado el 03 abril 2020. Disponible en: <https://earth.google.com/web/@-7.16240554,-78.49899659,2679.81290073a,465.48472085d,35y,352.89637759h,0t,0r>
- ✓ Gutierrez, M. (2011). Análisis sísmico (en línea, sitio web). Consultado el 10 de agosto 2019. Disponible en <https://es.slideshare.net/MirkoG/analisis-sismico>
- ✓ Hernández Jiménez, H; Núñez Gómez, F y Sánchez Fernández, P. (2008). Altura de la edificación. (en línea, sitio web). Consultado el 15 de diciembre 2020. Disponible en [https://guiasjuridicas.wolterskluwer.es/Content/Documento.aspx?params=H4sIAAAAAAEAMtMSbF1jTAAAUMDU2NztbLUouLM\\_DxbIwMDCwMjI7BAZlqlS35ySGVBqm1aYk5xKgDsjcJDNQAAAA==WKE](https://guiasjuridicas.wolterskluwer.es/Content/Documento.aspx?params=H4sIAAAAAAEAMtMSbF1jTAAAUMDU2NztbLUouLM_DxbIwMDCwMjI7BAZlqlS35ySGVBqm1aYk5xKgDsjcJDNQAAAA==WKE)
- ✓ Hernando T. (2019). “Más de 500 sismos reportó el Instituto Geofísico del Perú en el 2019”. (en línea, sitio web). Consultado el 18 de diciembre 2020. Disponible en <https://www.gob.pe/institucion/igp/noticias/71381-mas-de-500-sismos-reporto-el-instituto-geofisico-del-peru-en-el-2019>
- ✓ INDECI (Instituto Nacional de Defensa Civil). (2005). Programa de prevención y medidas de mitigación ante desastres de la Ciudad de Cajamarca. Cajamarca, Perú.

- ✓ López, C; Music J. (2016). Análisis del período y desplazamiento de edificios de hormigón armado considerando distintos grados de rigidez en sus elementos resistentes. Obras y proyectos. Antofagasta, Chile. 15 p.
- ✓ Marte Jiménez, C J. (2014). Calibración de umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de hormigón armado mediante análisis estático no lineal (“push-over”). Tesis máster. Barcelona, España, Universidad Politécnica de Catalunya. 154 p.
- ✓ Mosqueira Moreno, M A. (2012). Riesgo sísmico en las edificaciones de la Facultad de Ingeniería – Universidad Nacional de Cajamarca. Tesis doctorado. Trujillo, Perú, Universidad Nacional de Trujillo. 158 p.
- ✓ MPC (Municipalidad Provincial de Cajamarca, Perú). Reglamento del plan de desarrollo urbano de Cajamarca 2016-2026. (2016). 27 p.
- ✓ Muria Vila, D y Gonzales Alcorta, R. (1995). Propiedades dinámicas de edificios de la ciudad de México (en línea, sitio web). Revista de Ingeniería Sísmica 51: 25-45. Consultado el 15 de marzo 2020. Disponible en [https://www.researchgate.net/publication/294744011\\_Propiedades\\_dinamicas\\_de\\_edificios\\_de\\_la\\_ciudad\\_de\\_Mexico](https://www.researchgate.net/publication/294744011_Propiedades_dinamicas_de_edificios_de_la_ciudad_de_Mexico)
- ✓ Muñoz Peláez, J A. (2004). Edificios de muros delgados de concreto armado (en línea, sitio web). Consultado el 10 de marzo 2019. Disponible en <file:///C:/Users/ZVALETA/Downloads/MurosDuctivLimitada.pdf>
- ✓ Muñoz Peláez, J A. (2015). Estudio de la influencia del agrietamiento en la respuesta sísmica de estructuras de concreto armado (en línea, sitio web). Consultado el 12 de julio 2020. Disponible en [www.sencico.gob.pe](http://www.sencico.gob.pe).
- ✓ Murty, C V. (s.f). Some Concepts in Earthquake Behaviour of Buildings. Gujarat, India. 268 p.

- ✓ MVCS (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Perú). (2016). Reglamento Nacional de Edificaciones RNE E.060 Concreto Armado. Lima, Perú, Editorial Macro. 797 p.
- ✓ MVCS (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Perú). (2018). Reglamento Nacional de Edificaciones RNE E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú, Editorial Macro. 32 p.
- ✓ Ottazzi Pasino, G. (2004). Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado. Tesis maestría. Lima, Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú. 162 p.
- ✓ PDU (Plan de Desarrollo Urbano). (2016). Reglamento del Plan de Desarrollo Urbano de Cajamarca 2016 - 2026. Cajamarca, Perú. 27 p.
- ✓ Peralta, J A; Reyes Lopez, P y Godínez Muñoz, A. (2009). El fenómeno de la resonancia. México. 7p.
- ✓ Pérez Valcárcel, J (2000). Patología de estructuras de hormigón armado. (en línea, sitio web). Universidad de Coruña. Coruña, España. Consultado el 20 de abril 2020. (35 p.) Recuperado de <https://www.udc.es/dep/dtcon/estructuras/ETSAC/Publicaciones/pub-val/Patologia/trasparencias%20patologia.pdf>
- ✓ Piqué del Pozo, J. (s.f). Rigidez efectiva de los elementos de concreto armado. (en línea, sitio web). Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú. Consultado el 20 de abril 2020. Disponible en [https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/u11/ci27\\_rigid\\_ece\\_de\\_secciones\\_de\\_concreto\\_no\\_fisuradas\\_etabs\\_y\\_sap2000.pdf](https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/u11/ci27_rigid_ece_de_secciones_de_concreto_no_fisuradas_etabs_y_sap2000.pdf)
- ✓ Priestley, M J. (2003). Myths and fallacies in earthquake engineering – conflicts between design and reality. 31 p.
- ✓ Prisma Ingeniería. (2018). Curso avanzado de diseño de concreto armado. Lima, Perú. 87 p.

- ✓ Quispe Muñoz, E R. (2017). Evaluación comparativa del análisis estructural entre los sistemas estructurales: pórticos y dual (pórticos rigidizados) en un edificio tipo educacional. Tesis Ing. Cajamarca, Perú. Universidad Nacional de Cajamarca. 171 p.
- ✓ Ramírez Flores, T J. (2018). Influencia del agrietamiento en la respuesta sísmica de edificios de concreto armado con sistema dual. Tesis Ing. Cajamarca, Perú. Universidad Nacional de Cajamarca. 98 p.
- ✓ Reboredo, B A. (1996). El análisis dinámico de construcciones sismoresistentes: Conceptos básicos y limitaciones. Mendoza, Argentina, s.e. 40 p
- ✓ Rochel Awad, R. (2012). Análisis y diseño sísmico de edificios. 2 ed. Medellín, Colombia, Editorial EAFIT. 388 p.
- ✓ San Bartolomé, A. (s.f). El problema de “piso blando”. (en línea, sitio web). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú. Consultado el 20 de marzo 2020. Disponible en <http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/82/2010/07/Piso-Blando.pdf>
- ✓ Stuardo Pérez, K. 2008. Metodología de evaluación estructural de elementos de hormigón armado existentes. Tesis Ing. Civil. Concepción, Chile. Universidad Católica de la Santísima Concepción. 213 p.
- ✓ Trifunac, M. (1972). Comparisons between ambient and forced vibration experiments. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics. v1, p. 133-150.
- ✓ Universidad Nacional de Costa Rica. ¿Qué es un sismo? (en línea, sitio web) Consultado el 15 de julio 2020. Disponible en <https://rsn.ucr.ac.cr/documentos/educativos/sismologia/3669-que-es-un-sismo>
- ✓ Vizconde Campos, A. (2015). Muros de ductilidad limitada - Entrevista al Dr. Genner Villareal (en línea, sitio web). Edificaciones de calidad. Lima, Perú. Consultado el 18 de febrero 2020. Disponible en <http://edificacionesdecalidad.com/muros-ductilidad-peru>



- ✓ Yika Prieto, L. (2016). La Resonancia en Estructuras (en línea, sitio web). Lima, Perú. Consultado el 08 de abril 2020. Disponible en <http://tenseon.com/2016/09/28/la-resonancia-en-estructuras/>

# **ANEXOS**

## **A.1. PREDIMENSIONAMIENTO**

## 7.1. Predimensionamiento de elementos estructurales

Para el Predimensionamiento de las dimensiones de los elementos estructurales, se tomó como referencia la Norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones (2016), el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” del ingeniero Antonio Blanco Blasco.

### A. Predimensionamiento de vigas.

Según la Norma E.060 (2016) y Blanco (2007), indican que para vigas que formen parte de pórticos que resistirán fuerzas de sismos, el ancho mínimo debe ser de 25 cm y no debe ser mayor al ancho de la columna de soporte, el peralte efectivo no puede ser mayor que un cuarto de la luz libre, también se menciona que la relación entre la base y el peralte debe estar entre 0.3 y 0.5.

#### a) Peralte de viga

Según Blanco Blasco utiliza unos factores para determinar el peralte, esto varía de acuerdo con el criterio estructural.

$$h = \frac{L}{10} \quad a \quad h = \frac{L}{12} \quad \dots (7.1)$$

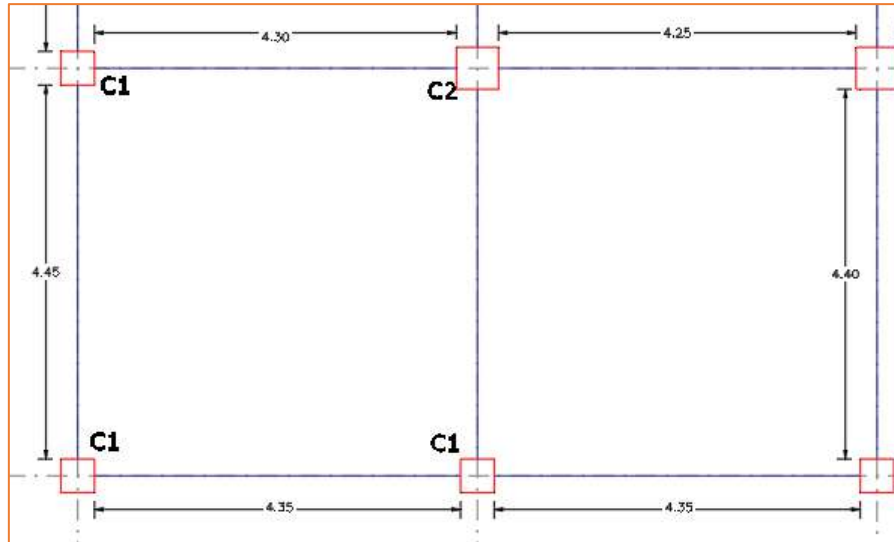
Donde:

L(m): Mayor luz libre entre columnas.

h(m): Peralte de la viga en metros (incluye espesor de la losa del techo o piso)

Para el edificio en análisis, tenemos que la mayor luz entre ejes se da en el eje Y-Y y es de 4.85 m., mientras que en el eje X-X es de 4.75 m., por lo que para facilitar los cálculos se considerará el mismo peralte de viga para ambas direcciones.

$$h = \frac{4.85 - 0.4}{10} = 0.445 \cong 0.50 \text{ m}$$



**Figura 7.1. Luces críticas empleadas en el predimensionamiento de vigas**

**b) Ancho de viga**

Para estructuras conformadas por pórticos o estructuras sismorresistente consideramos un ancho mínimo de 25cm.

También, el ancho de la viga puede considerarse como:

$$b = \frac{h}{2} \quad \dots (7.2)$$

Entonces:

$$b = \frac{0.50}{2} = 0.25 \text{ m}$$

**Tabla N° 7.1. Secciones usuales para vigas. (Tomado de Blanco Blasco, 1995).**

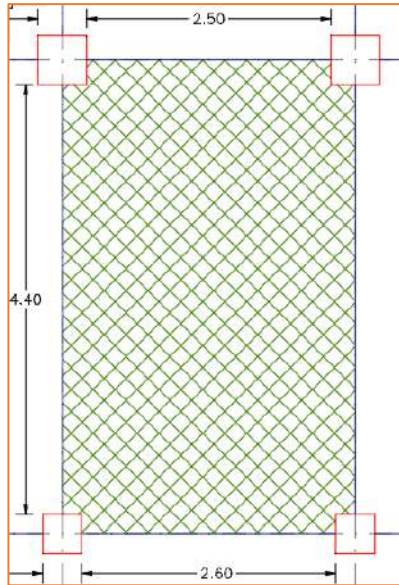
SECCIONES USUALES PARA VIGAS				
Luces (m)	Secciones (cm x cm)			
L ≤ 5.5	25 x 50		30 x 50	
L ≤ 6.5	25 x 60	30 x 60	40 x 60	
L ≤ 7.5	25 x 70	30 x 70	40 x 70	50 x 70
L ≤ 8.5	30 x 75	40 x 75	30 x 80	40 x 80
L ≤ 9.5	30 x 85	30 x 90	40 x 85	40 x 90

Por lo tanto, las vigas serán de 0.25 m x 0.50 m, para ambas direcciones.

**B. Predimensionamiento de losas.**

**a) Losa maciza en dos direcciones**

En el paño central C- D, se consideró losa maciza debido a la presencia de escalera y ascensor. Este paño conecta los dos departamentos de cada piso sirviendo como hall.



**Figura 7. 2. Luces críticas empleadas en el predimensionamiento de losa maciza.**

Según el RNE. E.060 (2016), el espesor mínimo  $h$  para losas con vigas que se extienden entre los apoyos en todos los lados debe ser:

$$h \geq \left( \frac{800 + \frac{F_y}{14}}{N} \right) * Ln \geq 9 \text{ cm} \quad \dots (7.3)$$

$$\beta = \frac{L1}{L2} \quad \dots (7.4)$$

$$N = 9\,000\beta + 36\,000 \quad \dots (7.5)$$

Donde:

L1: Luz mayor = 4.40 m

L2: Luz menor = 2.50 m

$\beta$ : Relación longitudes

H: Peralte mínimo

$$\beta = \frac{4.40}{2.50} = 1.76 < 2$$

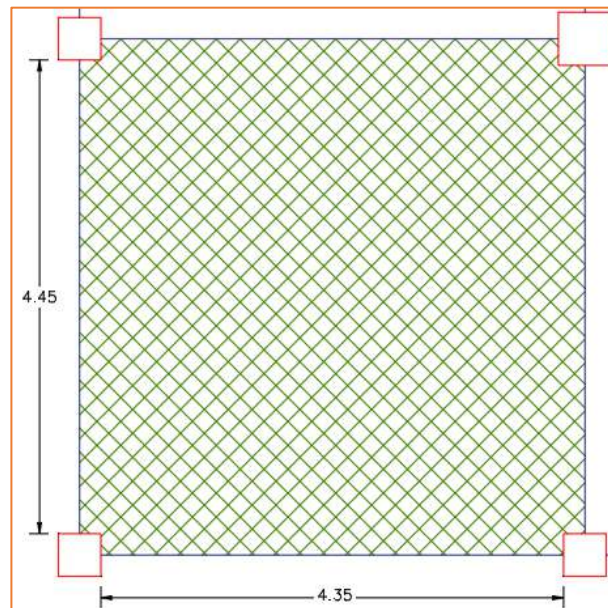
$$N = 9\,000(1.76) + 36\,000 = 51\,840$$

$$h \geq \frac{\left( 800 + \frac{4200}{14} \right)}{51\,840} * 4.40 = 0.09 \text{ m}$$

Consideramos como espesor de la losa maciza en dos direcciones a 0.15m.

### b) Losa aligerada en dos direcciones

Para los demás paños, se consideró losa aligerada en dos direcciones debido a que la relación entre longitudes de los paños es menor a 2.



**Figura 7.3. Luces críticas empleadas en el Predimensionamiento de losa aligerada en dos direcciones**

Para losas aligeradas en dos direcciones usaremos las fórmulas 7.3, 7.4 y 7.5

Donde:

L1: Luz mayor = 4.45 m

L2: Luz menor = 4.35 m

$$\beta = \frac{4.45}{4.35} = 1.02 < 2$$

$$N = 9\,000(1.02) + 36\,000 = 45\,180$$

$$h \geq \frac{\left(800 + \frac{4200}{14}\right)}{45\,180} * 4.45 = 0.11 \text{ m}$$

Consideramos como peralte de la losa 0.20 m. por ser un valor comercial.

Esta recomendación para losas aligeradas conformadas por ladrillos de dimensiones 30 x 30 x 15cm, viguetas de 10cm y con una losa superior de 5cm, que tengan sobrecargas menores a 300 kg/cm<sup>2</sup> y luces menores de 7.5m.

### C. Predimensionamiento de columnas - sistema de pórticos

Las columnas se pueden predimensionar considerando la carga axial en servicio empleando las fórmulas que se aprecian en el siguiente Tabla.

**Tabla N° 7.2. Predimensionamiento de columnas en función de su carga axial. (Adaptado de Prisma Ingeniería, 2018).**

Área (A) según sollicitación.		
Controla compresión por gravedad	Controla momentos o sismo.	Aporticados o duales II
$P/(0.45f'c)$	$P/(0.35f'c)$	Iterar*
P: carga servicio.		
*Este tipo de estructura deben evitarse en lo posible.		

#### a) Columna central (C2)

De la tabla N° 2 para columnas que trabajan principalmente a compresión, se puede usar la fórmula (7.6):

$$A = \frac{P_{ser}}{0.45 f'c} \quad \dots (7.6)$$

$$P_{ser} = A_t * N_p * P \quad \dots (7.7)$$

Donde:

A (cm<sup>2</sup>): Área columna.

$P_{ser}$  (Kg): Carga de servicio.

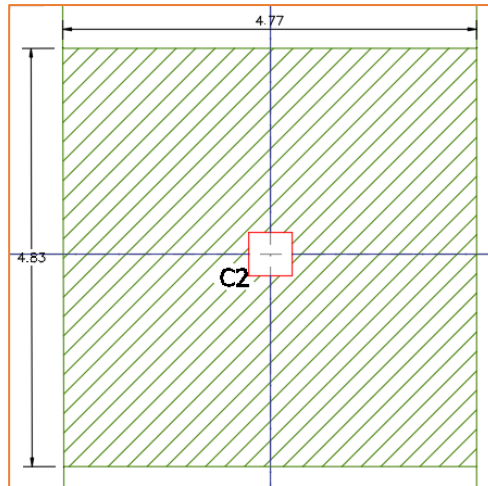
$f'c$ : Resistencia de concreto a compresión.

$A_t$  (m<sup>2</sup>): Área tributaria de la columna analizada.

$N_p$ : Número de pisos.

P (Kg/m<sup>2</sup>): Para edificios comunes como viviendas se considera 1000 Kg/m<sup>2</sup>.





**Figura 7.4. Área tributaria para la columna central C2**

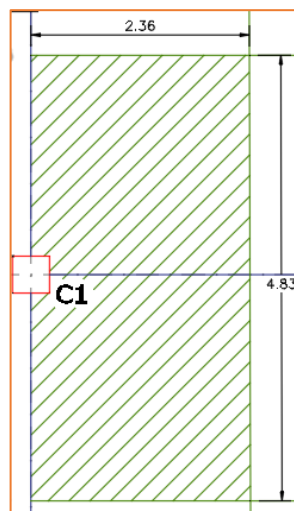
$$P_{ser} = 23.04 * 10 * 1000 = 230\ 400\ Kg$$

$$A = \frac{230\ 400}{0.45 (210)} = 2438\ cm^2$$

$$B = \sqrt{2438} \cong 50\ cm$$

**b) Columnas exteriores y esquineras (C1)**

Son las columnas ubicadas en la parte perimetral de los pórticos del edificio o en las esquinas de este.



**Figura 7.5. Área tributaria para la columna exterior C1**

$$A = \frac{P_{ser}}{0.35 f'c} \quad \dots (7.8)$$

$$P_{ser} = 11.76 * 10 * 1000 = 117\,600 \text{ Kg}$$

$$A = \frac{117\,600}{0.35 (210)} = 1600$$

$$B = \sqrt{1600} \cong 40 \text{ cm}$$

Finalmente, para el Predimensionamiento se consideró 2 tipos de columnas, siendo las columnas laterales y esquineras (C1) de 0.40m x 0.40m y las columnas centrales (C2) de 0.50m x 0.50m.

#### **D. Predimensionamiento de placas y columnas – Sistema Dual**

##### **a) Placas**

Las placas de un sistema Dual absorben entre el 20% y 80% de la fuerza sísmica (V) actuando en una dirección determinada.

Con los parámetros y requisitos generales del análisis sísmico, se calculará la fuerza basal aproximada y con esto la longitud de placas necesaria.

Para el valor del peso del edificio consideraremos un valor aproximado de 1 ton/m<sup>2</sup> y un área de 476m<sup>2</sup> de área construida por piso

Según el RNE E.030 – 2018, tenemos

$$Z = 0.35$$

$$C = 2.50$$

$$U = 1$$

$$R = 7$$

$$S = 1.20$$

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P = \frac{0.35 * 1 * 2.50 * 1.20}{7} * 1 * 476 * 10$$

$$V = 0.15 * 4\,760 = 714 \text{ Tn}$$

Considerando 6 Kg/cm<sup>2</sup> la resistencia del concreto al esfuerzo cortante para un f'c= 210 Kg/cm<sup>2</sup>, entonces la fuerza cortante resistente de la placa,  $V_{rp}$  es:

$$V_{rp} = 6 \left( \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) * L_p * e_p \quad \dots (7.9)$$

Además, para un sistema Dual tipo I, la fuerza cortante en los muros será mayor o igual a 60% del cortante total y menor o igual al 80% del cortante total.

$$60\% V \leq V_{rp} \leq 80\% V \quad \dots (7.10)$$

El ascensor está compuesto por 3 placas, una de 3.15m x 0.20m y dos de 2.25m x 0.20m, lo que hace un total de

$$V_{asc} = 315 * 20 * 6 + 225 * 2 * 20 * 6$$

$$V_{asc} = 91\,800 \text{ Kg}$$

Reemplazando valores y asumiendo un espesor de placa de 30 cm, la ecuación 3.10 quedaría:

$$0.60 * 714\,000 \leq 6 * 30 * L_p + 91\,800 \leq 0.8 * 714\,000$$

$$336\,600 \leq 180 L_p \leq 479\,400$$

$$1\,870 \text{ cm} \leq L_p \leq 2\,663.33 \text{ cm}$$

Consideraremos un  $L_p$  igual a 2000cm y 6 placas, tenemos.

$$L_p = \frac{2\,000}{8} = 250 \text{ cm}$$

## b) Columnas

Los pórticos que conforman el sistema dual deben ser capaces de absorber como mínimo el 30% de la fuerza cortante sísmica “V” en cada una de las dos direcciones

$$V_{col} \geq 30\% V \quad \dots (7.11)$$

$$V_{col} \geq 0.3 (714\,000) = 214\,200 \text{ Kg}$$

Considerando 26 columnas cuadradas (del plano), tenemos el área de columna:

$$A_{col} = \frac{214\,200}{26 * 6} = 1373 \text{ cm}^2$$

$$b_{col} = \sqrt{1373} = 37$$

Por lo que las dimensiones de las columnas serán de 40cm x 40cm y 50cm x 50 cm.

**Tabla N° 7.03. Predimensionamiento de vigas**

Eje X-X	Viga	Luz libre (Ln)	H= Ln/10	B= H/2	H redondeado	B redondeado	H escogido	B escogido
A-A	V1	4.35 m	43.50 cm	21.75 cm	45.00 cm	25.00 cm	45.00 cm	25.00 cm
	V2	4.35 m	43.50 cm	21.75 cm	45.00 cm	25.00 cm		
	V3	2.60 m	26.00 cm	13.00 cm	25.00 cm	25.00 cm		
	V4	4.35 m	43.50 cm	21.75 cm	45.00 cm	25.00 cm		
	V5	4.35 m	43.50 cm	21.75 cm	45.00 cm	25.00 cm		
B-B	V6	4.30 m	43.00 cm	21.50 cm	45.00 cm	25.00 cm	45.00 cm	25.00 cm
	V7	4.25 m	42.50 cm	21.25 cm	45.00 cm	25.00 cm		
	V8	2.50 m	25.00 cm	12.50 cm	25.00 cm	25.00 cm		
	V9	4.25 m	42.50 cm	21.25 cm	45.00 cm	25.00 cm		
	V10	4.30 m	43.00 cm	21.50 cm	45.00 cm	25.00 cm		
C-C	V11	4.30 m	43.00 cm	21.50 cm	45.00 cm	25.00 cm	45.00 cm	25.00 cm
	V12	4.25 m	42.50 cm	21.25 cm	45.00 cm	25.00 cm		
	V13	2.50 m	25.00 cm	12.50 cm	25.00 cm	25.00 cm		
	V14	4.25 m	42.50 cm	21.25 cm	45.00 cm	25.00 cm		
	V15	4.30 m	43.00 cm	21.50 cm	45.00 cm	25.00 cm		
D-D	V16	4.30 m	43.00 cm	21.50 cm	45.00 cm	25.00 cm	45.00 cm	25.00 cm
	V17	4.25 m	42.50 cm	21.25 cm	45.00 cm	25.00 cm		
	V18	2.50 m	25.00 cm	12.50 cm	25.00 cm	25.00 cm		
	V19	4.25 m	42.50 cm	21.25 cm	45.00 cm	25.00 cm		
	V20	4.30 m	43.00 cm	21.50 cm	45.00 cm	25.00 cm		
E-E	V21	4.30 m	43.00 cm	21.50 cm	45.00 cm	25.00 cm	45.00 cm	25.00 cm
	V22	4.38 m	43.80 cm	21.90 cm	45.00 cm	25.00 cm		
	V23	4.38 m	43.80 cm	21.90 cm	45.00 cm	25.00 cm		
	V24	4.30 m	43.00 cm	21.50 cm	45.00 cm	25.00 cm		
F-F	V26	4.35 m	43.50 cm	21.75 cm	45.00 cm	25.00 cm	45.00 cm	25.00 cm
	V27	4.35 m	43.50 cm	21.75 cm	45.00 cm	25.00 cm		
	V28	4.35 m	43.50 cm	21.75 cm	45.00 cm	25.00 cm		

**Tabla N° 7.04. Predimensionamiento de vigas**

Eje Y-Y	Viga	Luz libre (Ln)	H= Ln/10	B= H/2	H redondeado	B redondeado	H escogido	B escogido
1-1	V29	4.35 m	43.50 cm	21.75 cm	45.00 cm	25.00 cm	45.00 cm	25.00 cm
	V30	4.25 m	42.50 cm	21.25 cm	45.00 cm	25.00 cm		
	V31	4.00 m	40.00 cm	20.00 cm	40.00 cm	25.00 cm		
	V32	4.00 m	40.00 cm	20.00 cm	40.00 cm	25.00 cm		
	V33	3.50 m	35.00 cm	17.50 cm	35.00 cm	25.00 cm		
2-2	V34	4.30 m	43.00 cm	21.50 cm	45.00 cm	25.00 cm	45.00 cm	25.00 cm
	V35	4.15 m	41.50 cm	20.75 cm	40.00 cm	25.00 cm		
	V36	3.90 m	39.00 cm	19.50 cm	40.00 cm	25.00 cm		
	V37	3.90 m	39.00 cm	19.50 cm	40.00 cm	25.00 cm		
	V38	3.45 m	34.50 cm	17.25 cm	35.00 cm	25.00 cm		
3-3	V39	4.30 m	43.00 cm	21.50 cm	45.00 cm	25.00 cm	45.00 cm	25.00 cm
	V40	4.15 m	41.50 cm	20.75 cm	40.00 cm	25.00 cm		
	V41	3.90 m	39.00 cm	19.50 cm	40.00 cm	25.00 cm		
	V42	3.90 m	39.00 cm	19.50 cm	40.00 cm	25.00 cm		
	V43	3.45 m	34.50 cm	17.25 cm	35.00 cm	25.00 cm		
4-4	V44	4.30 m	43.00 cm	21.50 cm	45.00 cm	25.00 cm	45.00 cm	25.00 cm
	V45	4.15 m	41.50 cm	20.75 cm	40.00 cm	25.00 cm		
	V46	3.90 m	39.00 cm	19.50 cm	40.00 cm	25.00 cm		
	V47	3.90 m	39.00 cm	19.50 cm	40.00 cm	25.00 cm		
	V48	3.45 m	34.50 cm	17.25 cm	35.00 cm	25.00 cm		
5-5	V49	4.30 m	43.00 cm	21.50 cm	45.00 cm	25.00 cm	45.00 cm	25.00 cm
	V50	4.15 m	41.50 cm	20.75 cm	40.00 cm	25.00 cm		
	V51	3.90 m	39.00 cm	19.50 cm	40.00 cm	25.00 cm		
	V52	3.90 m	39.00 cm	19.50 cm	40.00 cm	25.00 cm		
	V53	3.45 m	34.50 cm	17.25 cm	35.00 cm	25.00 cm		
6-6	V54	4.35 m	43.50 cm	21.75 cm	45.00 cm	25.00 cm	45.00 cm	25.00 cm
	V55	4.25 m	42.50 cm	21.25 cm	45.00 cm	25.00 cm		
	V56	4.00 m	40.00 cm	20.00 cm	40.00 cm	25.00 cm		
	V57	4.00 m	40.00 cm	20.00 cm	40.00 cm	25.00 cm		
	V58	3.50 m	35.00 cm	17.50 cm	35.00 cm	25.00 cm		

**Tabla N° 7.05. Predimensionamiento de losas**

Paño	Luz mayor	Luz menor	$\beta$	$N = 9000\beta + 36000$	$h \geq \frac{(800 + \frac{4200}{14}) * L}{N}$	h elegido
1	4.45	4.35	1.023	45206.897	10.83 cm	20.00 cm
2	4.4	4.25	1.035	45317.647	10.71 cm	20.00 cm
3	2.5	1.47	1.701	51306.122	6.09 cm	20.00 cm
4	4.35	4.3	1.012	45104.651	10.59 cm	20.00 cm
5	4.25	4.25	1.000	45000.000	10.35 cm	20.00 cm
6	4.25	2.5	1.700	51300.000	10.35 cm	20.00 cm
7	4.3	4.1	1.049	45439.024	10.47 cm	20.00 cm
8	4.25	4	1.063	45562.500	10.35 cm	20.00 cm
9	4	2.5	1.600	50400.000	9.74 cm	20.00 cm
10	4.3	4.1	1.049	45439.024	10.47 cm	20.00 cm
11	4.38	4	1.095	45855.000	10.66 cm	20.00 cm
12	4.3	3.6	1.194	46750.000	10.47 cm	20.00 cm
13	4.35	3.55	1.225	47028.169	10.59 cm	20.00 cm

**7.2.Cargas distribuidas sobre vigas y losa**

**Tabla N° 7.06. Cálculo de carga distribuida sobre vigas en la dirección Y**

EJE Y-Y	TRAMO	MURO			VANO			PE LADRILLO	CARGA DISTRIBUIDA
		LARGO	ALTO	ESPESOR	LARGO	ALTO	ESPESOR		
1-1 = 6-6	A-B	4.35 m	2.55 m	0.15 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	1350.00 Kg/m3	516.38 Kg/m
	B-C	4.25 m	2.55 m	0.15 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	1350.00 Kg/m3	516.38Kg/m
	C-D	4.00 m	2.55 m	0.15 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	1350.00 Kg/m3	516.38Kg/m
	D-E	4.00 m	2.55 m	0.15 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	1350.00 Kg/m3	516.38Kg/m
	E-F	3.50 m	2.55 m	0.15 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	1350.00 Kg/m3	516.38Kg/m
2-2 = 5-5	A-B	4.30 m	2.55 m	0.15 m	0.80 m	2.15 m	0.15 m	1350.00 Kg/m3	435.38 Kg/m
	B-C	4.10 m	2.55 m	0.15 m	1.85 m	2.55 m	0.15 m	1350.00 Kg/m3	283.38 Kg/m
	D-E	3.90 m	2.55 m	0.15 m	0.00 m	0.00 m	0.15 m	1350.00 Kg/m3	516.38 Kg/m
3-3 = 4-4	A-B	4.30 m	2.55 m	0.15 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	1350.00 Kg/m3	516.38 Kg/m
	B-C	4.10 m	2.55 m	0.15 m	1.00 m	2.55 m	0.15 m	1350.00 Kg/m3	390.43 Kg/m
	C-D	3.90 m	2.55 m	0.15 m	1.00 m	2.55 m	0.15 m	1350.00 Kg/m3	383.97 Kg/m
	D-E	1.95 m	2.55 m	0.15 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	1350.00 Kg/m3	516.38 Kg/m
	E-F	3.45 m	2.55 m	0.15 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	1350.00 Kg/m3	516.38 Kg/m

**Tabla N° 7.07. Cálculo de carga distribuida sobre vigas en la dirección X**

EJE X-X	TRAMO	MURO			VANO			PE LADRILLO	CARGA DISTRIBUIDA
		LARGO	ALTO	ESPESOR	LARGO	ALTO	ESPESOR		
A-A	1-2	4.25 m	2.55 m	0.15 m	2.53 m	1.40 m	0.15 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	347.61 Kg/m
	2-3	4.25 m	2.55 m	0.15 m	3.75 m	1.40 m	0.15 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	266.23 Kg/m
	3-4	2.50 m	1.00 m	0.15 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	202.50 Kg/m
	4-5	4.25 m	2.55 m	0.15 m	3.75 m	1.40 m	0.15 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	266.23 Kg/m
	5-6	4.25 m	2.55 m	0.15 m	2.53 m	1.40 m	0.15 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	347.61 Kg/m
B-B	1-2	4.20 m	2.55 m	0.15 m	1.60 m	2.20 m	0.15 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	346.66 Kg/m
	2-3	4.15 m	2.55 m	0.15 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	516.38 Kg/m
	4-5	4.15 m	2.55 m	0.15 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	516.38 Kg/m
	5-6	4.20 m	2.55 m	0.15 m	1.60 m	2.20 m	0.15 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	346.66 Kg/m
C-C	1-2	4.20 m	2.55 m	0.15 m	1.60 m	2.55 m	0.15 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	319.66 Kg/m
	2-3	4.15 m	2.55 m	0.15 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	516.38 Kg/m
	4-5	4.15 m	2.55 m	0.15 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	516.38 Kg/m
	5-6	4.20 m	2.55 m	0.15 m	1.60 m	2.55 m	0.15 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	319.66 Kg/m
D-D	1-2	4.20 m	2.55 m	0.15 m	0.90 m	2.20 m	0.15 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	420.91 Kg/m
	2-3	4.15 m	2.55 m	0.15 m	1.60 m	2.20 m	0.15 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	344.62 Kg/m
	4-5	4.15 m	2.55 m	0.15 m	1.60 m	2.20 m	0.15 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	344.62 Kg/m
	5-6	4.20 m	2.55 m	0.15 m	0.90 m	2.20 m	0.15 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	420.91 Kg/m
E-E	1-2	4.20 m	2.55 m	0.15 m	0.90 m	2.20 m	0.15 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	420.91 Kg/m
	2-3	4.15 m	2.55 m	0.15 m	1.50 m	2.20 m	0.15 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	355.35 Kg/m
	4-5	4.15 m	2.55 m	0.15 m	1.50 m	2.20 m	0.15 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	355.35 Kg/m
	5-6	4.20 m	2.55 m	0.15 m	0.90 m	2.20 m	0.15 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	420.91 Kg/m
F-F	1-2	4.25 m	1.00 m	0.15 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	202.50 Kg/m
	2-3	4.25 m	1.00 m	0.15 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	202.50 Kg/m
	4-5	4.25 m	1.00 m	0.15 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	202.50 Kg/m
	5-6	4.25 m	1.00 m	0.15 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	202.50 Kg/m

**Tabla N° 7.08. Cálculo de carga distribuida sobre losas aligeradas en dos direcciones**

PAÑO	EJE	MURO			VANO			PE LADRILLO	CARGA DISTRIBUIDA
		LARGO	ALTO	ESPESOR	LARGO	ALTO	ESPESOR		
1	Y-Y	4.85 m	2.50 m	0.15 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	506.25 Kg/m
4	Y-Y	4.00 m	2.50 m	0.15 m	0.80 m	2.40 m	0.15 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	409.05 Kg/m
	X-X	2.00 m	2.50 m	0.15 m	2.00 m	0.30 m	0.15 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	445.50 Kg/m
5	X-X	2.00 m	2.50 m	0.15 m	2.00 m	0.30 m	0.15 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	445.50 Kg/m
11	X-X	1.68 m	2.50 m	0.15 m	1.68 m	0.30 m	0.15 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	445.50 Kg/m
	Y-Y	4.00 m	2.50 m	0.15 m	2.40 m	1.40 m	0.15 m	1350.00 Kg/m <sup>3</sup>	336.15 Kg/m



## **A.2. MODELAMIENTO EDIFICIOS**

### 7.3. Modelado edificios aporricado

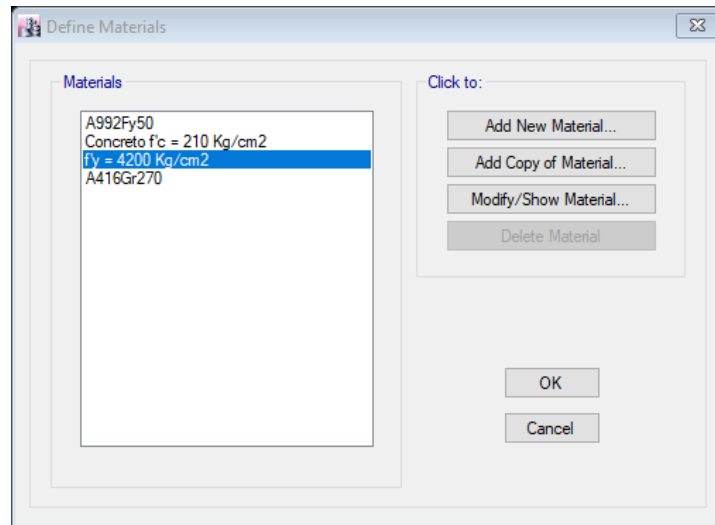


Figura N° 7.6. Definición de materiales

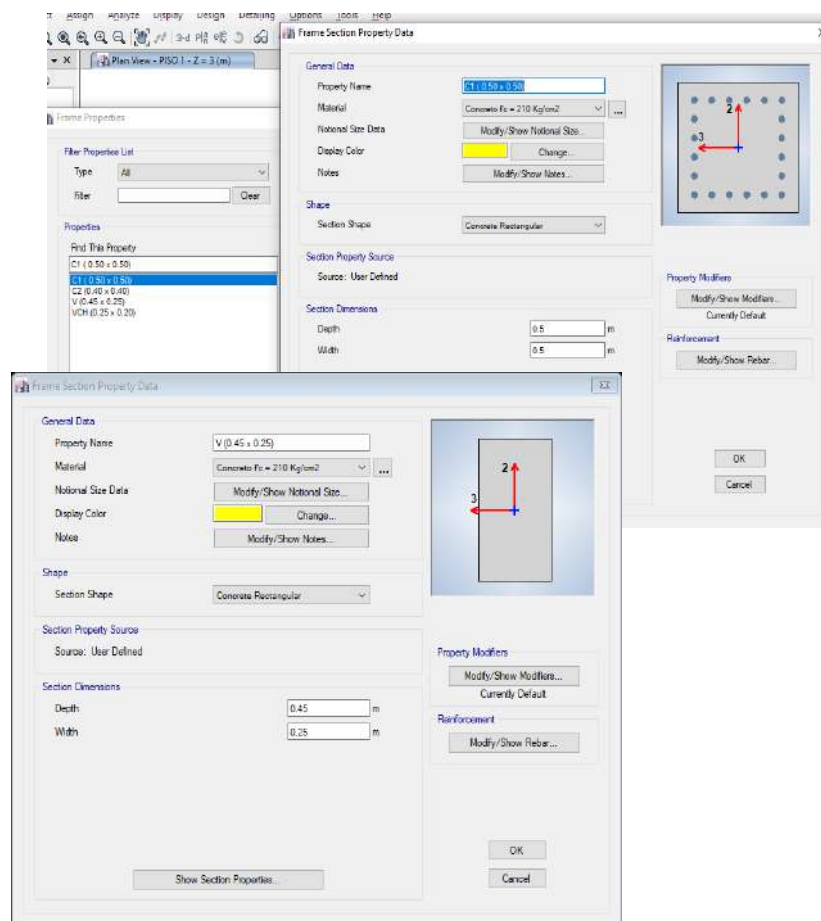
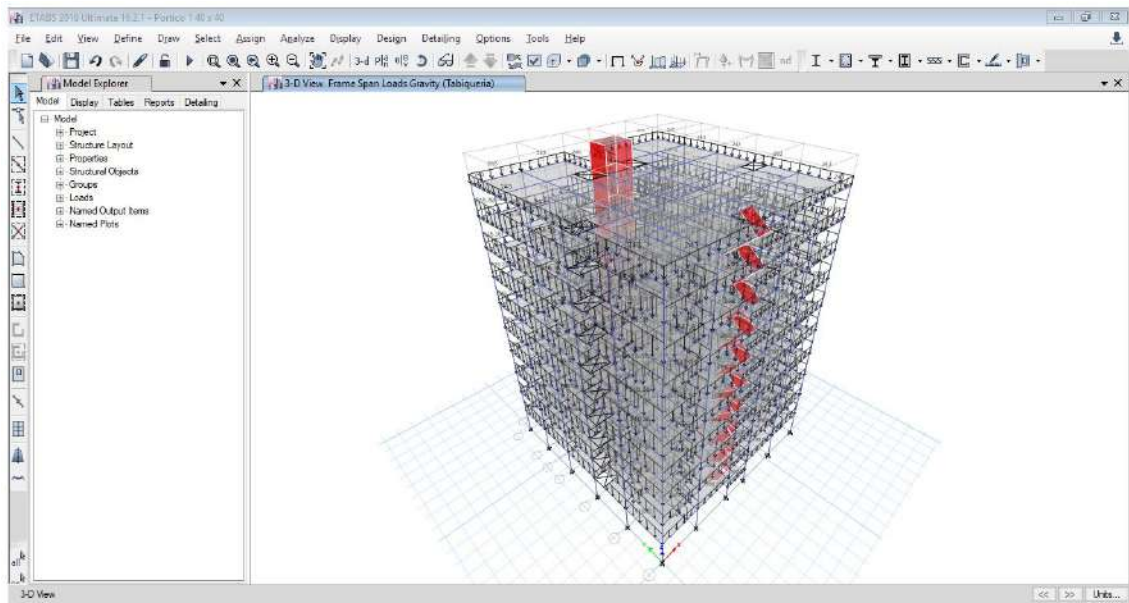
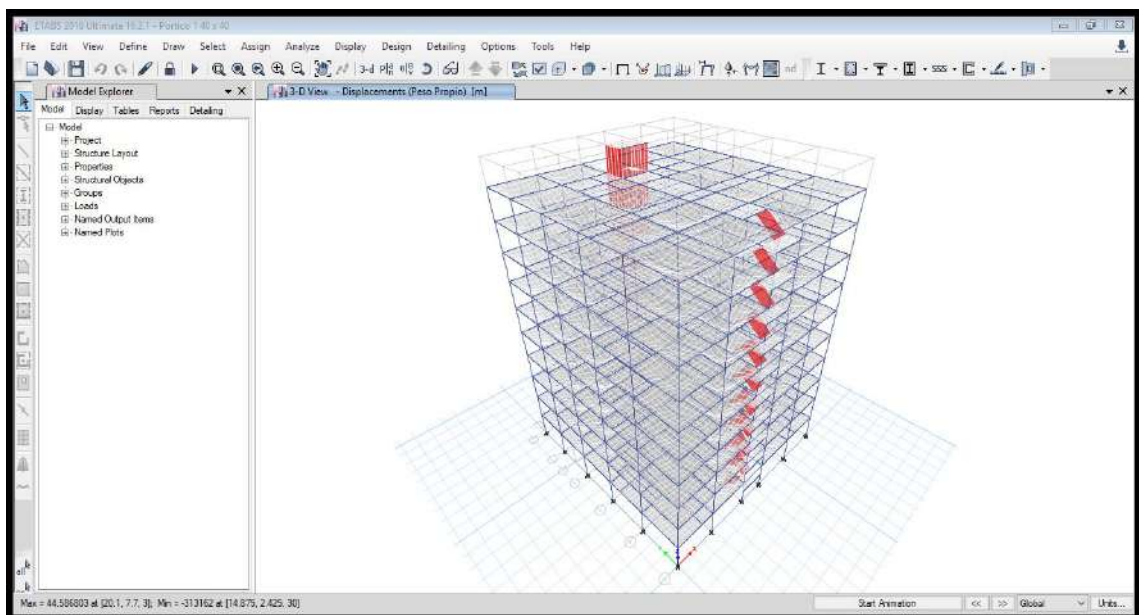


Figura 7.7. Definición de elementos estructurales



**Figura 7.8. Definición de cargas distribuidas**



**Figura 7.9. Asignación de mesh, brazos rígidos, y diafragmas**

**7.4.Resultados de edificio modelo aporticado considerando para sus elementos estructurales los valores obtenidos en el predimensionamiento**

**Tabla N° 7.09. Periodos de vibración**

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	1.253	0.4755	0.00000627	0.4755	0.00000627	0.3241	0.3241
Modal	2	1.137	5.088E-06	0.7698	0.4755	0.7698	1.531E-06	0.3241
Modal	3	0.999	0.2851	0	0.7606	0.7699	0.459	0.7831
Modal	4	0.402	0.0617	0	0.8223	0.7699	0.047	0.83
Modal	5	0.346	0	0.1183	0.8223	0.8881	0	0.83
Modal	6	0.285	0.0708	0	0.8931	0.8881	0.0746	0.9047
Modal	7	0.227	0.021	0	0.9142	0.8881	0.0169	0.9216
Modal	8	0.181	0	0.0466	0.9142	0.9347	0	0.9216
Modal	9	0.155	0.0065	0	0.9207	0.9347	0.0136	0.9352
Modal	10	0.142	0.0327	0	0.9534	0.9347	0.0227	0.9578
Modal	11	0.115	0.0048	0.0011	0.9581	0.9358	0.0069	0.9647
Modal	12	0.115	0.0002	0.0249	0.9584	0.9608	0.0003	0.965
Modal	13	0.091	0.0181	0	0.9765	0.9608	0.0062	0.9713
Modal	14	0.091	0.0003	0	0.9768	0.9608	0.0097	0.981
Modal	15	0.081	0	0.0159	0.9768	0.9766	0	0.981
Modal	16	0.074	0.0026	0	0.9793	0.9766	0.0028	0.9838
Modal	17	0.067	0.0075	0	0.9868	0.9766	0.0062	0.99
Modal	18	0.063	0.0019	0	0.9887	0.9766	0.0015	0.9916
Modal	19	0.061	0	0.0101	0.9887	0.9867	0	0.9916
Modal	20	0.056	0.0005	0	0.9892	0.9867	0.0012	0.9928
Modal	21	0.053	0.0048	0	0.994	0.9867	0.003	0.9958
Modal	22	0.052	0.0002	0	0.9942	0.9867	0.0003	0.9961
Modal	23	0.049	0	0.0064	0.9942	0.9932	0	0.9961
Modal	24	0.045	0.0028	0	0.997	0.9932	0.0019	0.9979
Modal	25	0.041	0	0.0039	0.997	0.9971	0	0.9979
Modal	26	0.04	0.0017	0	0.9986	0.9971	0.0011	0.999
Modal	27	0.037	0.0009	0	0.9995	0.9971	0.0006	0.9996
Modal	28	0.036	0	0.0021	0.9995	0.9992	0	0.9996
Modal	29	0.035	0.0003	0	0.9998	0.9992	0.0002	0.9998
Modal	30	0.033	0	0.0007	0.9998	0.9999	0	0.9998

**Tabla N° 7.10. Cálculo del factor de escalamiento**

Combo	FX (Kgf)	FY (Kgf)	FZ (Kgf)	MX (kgf -m)	MY (kgf -m)	MZ (kgf -m)
EST X	- 606791.25	0	0	-0.0007955	- 12610555.63	7380819.41
EST Y	-0.12	- 606787.92	0	12610485.97	-2.05	- 7331110.09
DIN X Max	319260.74	935.3	0	19073.07	6486004.99	4670037.92
DIN Y Max	935.39	422243.11	0	8579537.56	18609.51	5104621.88

Vdin/Vest=	52.61%	69.59%
CONDICIÓN	<b>ESCALAR</b>	<b>ESCALAR</b>
F.E=	1.52049074	1.14964655

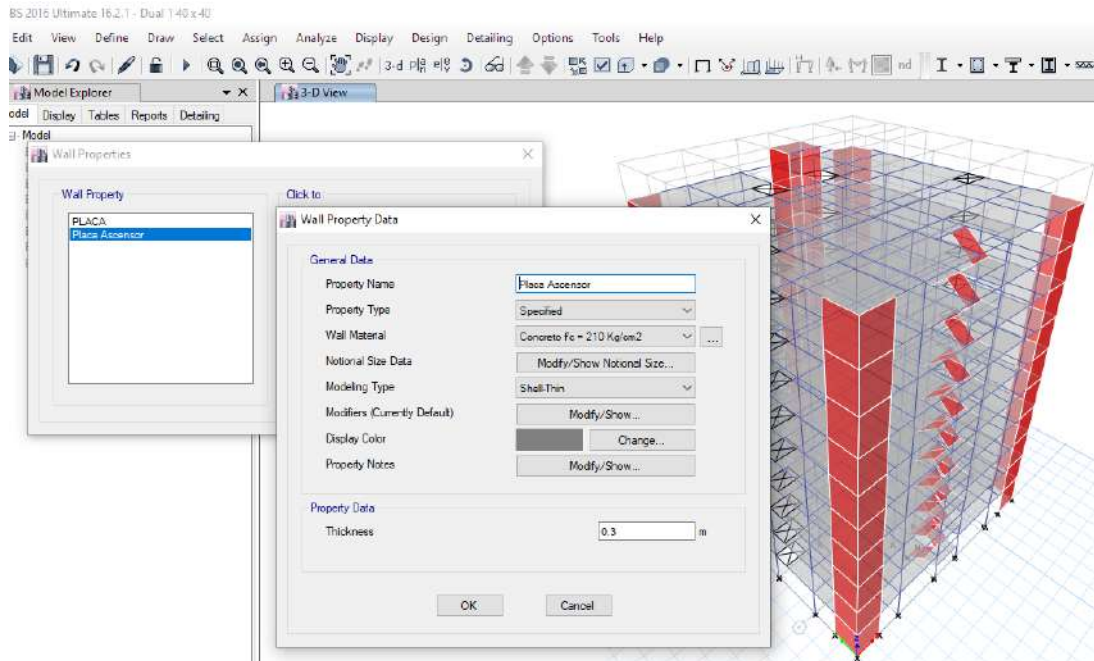
**Tabla N° 7.11. Cálculo de desplazamientos máximos en la dirección X**

Piso	Combo	Dirección	Deriva elástica	0.75R	Deriva inelástica	CONDICIÓN
LOSA CM	DIN X Max	X	0.001182	6	0.007092	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 10	DIN X Max	X	0.001287	6	0.007722	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 9	DIN X Max	X	0.001503	6	0.009018	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 8	DIN X Max	X	0.001826	6	0.010956	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 7	DIN X Max	X	0.002232	6	0.013392	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 6	DIN X Max	X	0.002574	6	0.015444	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 5	DIN X Max	X	0.002846	6	0.017076	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 4	DIN X Max	X	0.00304	6	0.018240	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 3	DIN X Max	X	0.003136	6	0.018816	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 2	DIN X Max	X	0.003032	6	0.018192	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 1	DIN X Max	X	0.001961	6	0.011766	<b>NO CUMPLE</b>
				<b>Max</b>	<b>0.018816</b>	<b>NO CUMPLE</b>

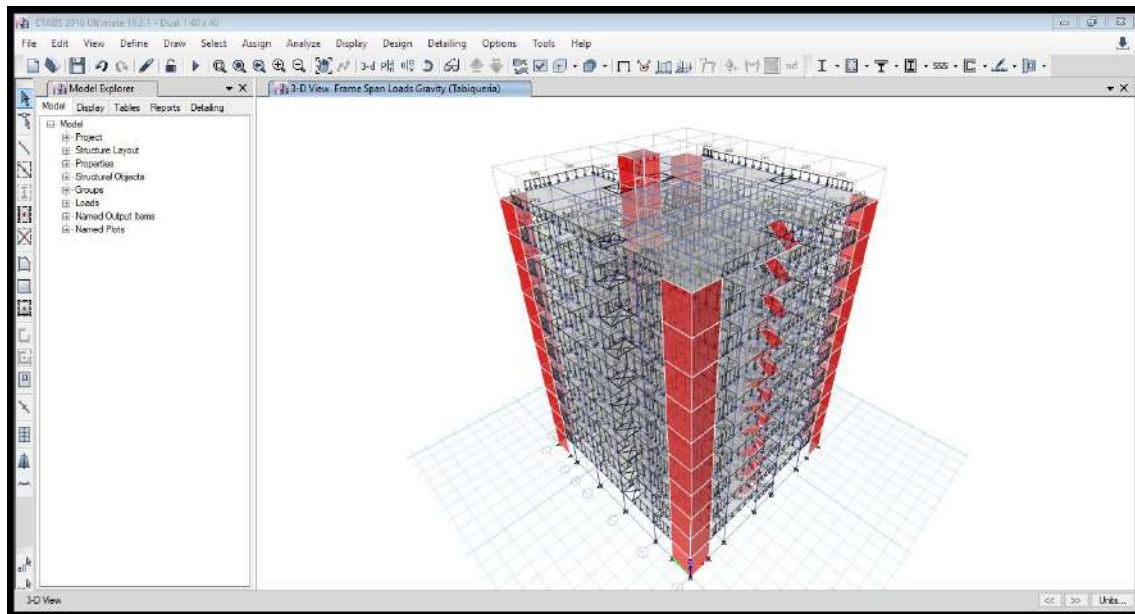
**Tabla N° 7.12. Cálculo de derivas máximos en la dirección Y**

Piso	Combo	Dirección	Deriva elástica	0.75R	Deriva inelástica	CONDICIÓN
LOSA CM	DIN Y Max	Y	0.000944	6	0.005664	<b>CUMPLE</b>
PISO 10	DIN Y Max	Y	0.001031	6	0.006186	<b>CUMPLE</b>
PISO 9	DIN Y Max	Y	0.001339	6	0.008034	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 8	DIN Y Max	Y	0.001675	6	0.010050	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 7	DIN Y Max	Y	0.001991	6	0.011946	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 6	DIN Y Max	Y	0.002257	6	0.013542	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 5	DIN Y Max	Y	0.002450	6	0.014700	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 4	DIN Y Max	Y	0.002541	6	0.015246	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 3	DIN Y Max	Y	0.002466	6	0.014796	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 2	DIN Y Max	Y	0.002125	6	0.012750	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 1	DIN Y Max	Y	0.001150	6	0.006900	<b>CUMPLE</b>
				<b>Max</b>	<b>0.015246</b>	<b>NO CUMPLE</b>

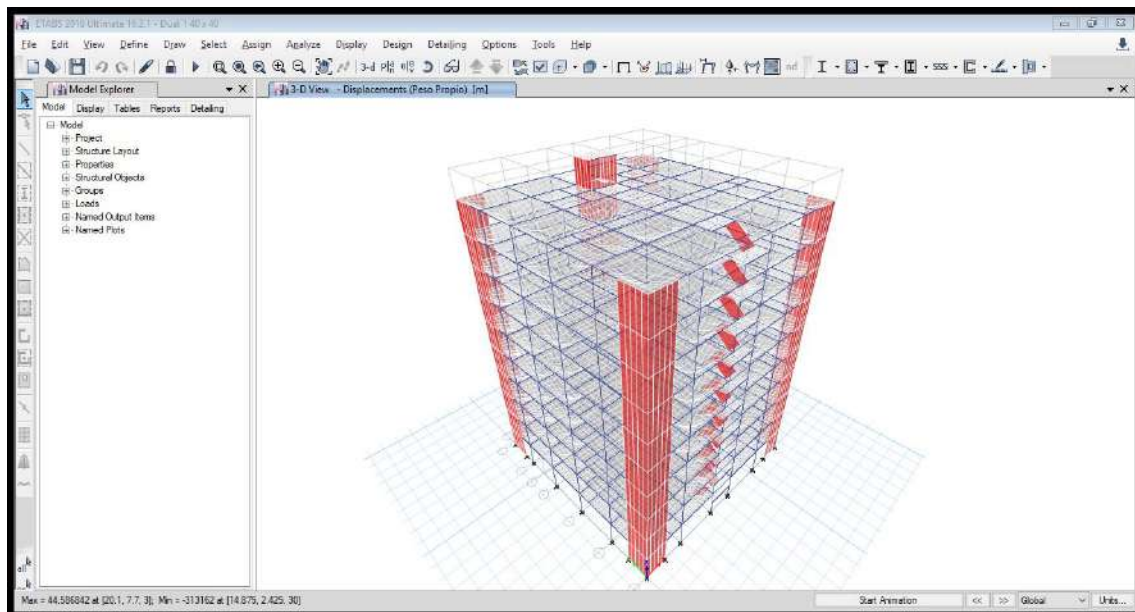
### 7.5. Modelado edificio dual



**Figura 7.10. Definición de materiales**



**Figura 7.11. Asignación de cargas distribuidas sobre vigas y losa**



**Figura 7.12. Asignación de mesh, brazos rígidos, y diafragmas**

**7.6.Resultados de edificio modelo dual considerando para sus elementos estructurales los valores obtenidos en el predimensionamiento**

**Tabla N° 7.13. Periodos de vibración**

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	0.887	0.0757	0.6407	0.0757	0.6407	0.0013	0.0013
Modal	2	0.887	0.6252	0.0775	0.7009	0.7182	0.011	0.0123
Modal	3	0.629	0.0109	0	0.7118	0.7182	0.6821	0.6945
Modal	4	0.237	0	0.151	0.7118	0.8693	0	0.6945
Modal	5	0.232	0.1548	0	0.8666	0.8693	0.003	0.6975
Modal	6	0.151	0.0042	0	0.8708	0.8693	0.1712	0.8687
Modal	7	0.109	0	0.0584	0.8708	0.9276	0	0.8687
Modal	8	0.106	0.0587	0	0.9295	0.9276	0.0012	0.8699
Modal	9	0.067	0.0003	1.344E-06	0.9299	0.9276	0.0633	0.9332
Modal	10	0.065	0	0.0308	0.9299	0.9584	0.00000253	0.9332
Modal	11	0.064	0.0309	0	0.9607	0.9584	0.00001392	0.9332
Modal	12	0.045	0.016	0	0.9767	0.9584	0.0011	0.9343
Modal	13	0.044	0	0.0178	0.9767	0.9762	0	0.9343
Modal	14	0.04	0.0013	0	0.978	0.9762	0.0304	0.9647
Modal	15	0.034	0.0094	0	0.9874	0.9762	0.0007	0.9654
Modal	16	0.033	0	0.0108	0.9874	0.987	0	0.9654
Modal	17	0.028	0.0032	0	0.9906	0.987	0.0091	0.9746
Modal	18	0.028	0.0026	0	0.9933	0.987	0.007	0.9815
Modal	19	0.027	0	0.0066	0.9933	0.9935	0	0.9815
Modal	20	0.025	0.0018	0	0.995	0.9935	0.0009	0.9825
Modal	21	0.023	0.0024	0	0.9975	0.9935	0.0005	0.983
Modal	22	0.022	0	0.0038	0.9975	0.9974	0	0.983
Modal	23	0.021	0.0003	0	0.9978	0.9974	0.0083	0.9913
Modal	24	0.021	0.0014	0	0.9992	0.9974	0.0001	0.9914
Modal	25	0.02	0	0.0019	0.9992	0.9993	0	0.9914
Modal	26	0.02	0.0004	8.888E-07	0.9997	0.9993	2.493E-06	0.9914
Modal	27	0.018	0	0.0006	0.9997	0.9999	0	0.9914
Modal	28	0.018	0	0.00001546	0.9997	0.9999	9.584E-06	0.9915
Modal	29	0.018	0.0001	0	0.9998	0.9999	0.0047	0.9962
Modal	30	0.017	0	3.021E-06	0.9998	0.9999	1.547E-06	0.9962



**Tabla N° 7.14. Cálculo del factor de escalamiento**

Combo	FX (Kgf)	FY (Kgf)	FZ (Kgf)	MX (kgf -m)	MY (kgf -m)	MZ (kgf -m)
EST X	-645971.77	0.0003426	0.02	0.19	-13410154.96	7875258.52
EST Y	0.04	-645967.2	0.04	13410058.09	-0.77	-7757612.35
DIN X Max	467553.26	679.54	0.02	14535.2	9743461.31	5171823.81
DIN Y Max	679.58	477305.58	0.03	9940828.91	14567.72	5731897.51

Vdin/Vest=	72.38%	73.89%
CONDICIÓN	ESCALAR	ESCALAR
F.E=	1.10528032	1.08268954

**Tabla N° 7.15. Cálculo de desplazamiento en la dirección X**

Piso	Combo	Dirección	Deriva elástica	0.75R	Deriva inelástica	CONDICIÓN
LOSA CM	DIN X Max	X	0.001144	5.25	0.006006	CUMPLE
PISO 10	DIN X Max	X	0.001387	5.25	0.00728175	NO CUMPLE
PISO 9	DIN X Max	X	0.00151	5.25	0.0079275	NO CUMPLE
PISO 8	DIN X Max	X	0.001638	5.25	0.0085995	NO CUMPLE
PISO 7	DIN X Max	X	0.001747	5.25	0.00917175	NO CUMPLE
PISO 6	DIN X Max	X	0.001811	5.25	0.00950775	NO CUMPLE
PISO 5	DIN X Max	X	0.001806	5.25	0.0094815	NO CUMPLE
PISO 4	DIN X Max	X	0.001709	5.25	0.00897225	NO CUMPLE
PISO 3	DIN X Max	X	0.001493	5.25	0.00783825	NO CUMPLE
PISO 2	DIN X Max	X	0.001123	5.25	0.00589575	CUMPLE
PISO 1	DIN X Max	X	0.000524	5.25	0.002751	CUMPLE
				Max	0.00950775	NO CUMPLE

**Tabla N° 7.16. Cálculo de desplazamiento en la dirección Y**

Piso	Combo	Dirección	Deriva elástica	0.75R	Deriva inelástica	CONDICIÓN
LOSA CM	DIN X Max	Y	0.001107	5.25	0.00581175	<b>CUMPLE</b>
PISO 10	DIN X Max	Y	0.001195	5.25	0.00627375	<b>CUMPLE</b>
PISO 9	DIN X Max	Y	0.001307	5.25	0.00686175	<b>CUMPLE</b>
PISO 8	DIN X Max	Y	0.001428	5.25	0.007497	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 7	DIN X Max	Y	0.001534	5.25	0.0080535	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 6	DIN X Max	Y	0.0016	5.25	0.0084	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 5	DIN X Max	Y	0.001606	5.25	0.0084315	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 4	DIN X Max	Y	0.00153	5.25	0.0080325	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 3	DIN X Max	Y	0.001344	5.25	0.007056	<b>NO CUMPLE</b>
PISO 2	DIN X Max	Y	0.001014	5.25	0.0053235	<b>CUMPLE</b>
PISO 1	DIN X Max	Y	0.000464	5.25	0.002436	<b>CUMPLE</b>
				Max	0.0084315	<b>NO CUMPLE</b>

Del predimensionamiento podemos notar que el edificio no cumple con lo estipulado en el RNE, por lo que se cambió las medidas de las columnas y vigas. A continuación, se realiza el cálculo de las irregularidades para el edificio modelo.

### **A.3. CÁLCULO DE IRREGULARIDADES**

## 7.7.Cálculo de Irregularidades en edificio modelo

Calculamos las irregularidades para el edificio modelo de 10 pisos con sistema estructural de Pórticos según las Tablas N° 08 y N° 09 de la Norma E.030 Diseño sismorresistente.

Comenzaremos calculando las irregularidades en altura ( $I_a$ ) y después las irregularidades en planta ( $I_p$ ) para los edificios modelos aporticado y dual.

El factor  $I_a$  se determina como el menor de los valores de la tabla N° 7.17 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis.

El factor  $I_p$  se determina como el menor de los valores de la tabla N° 7.18 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis.

**Tabla N° 7.17. Irregularidades estructurales en altura**

TABLA N° 08	Factor de Irregularidad
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	$I_a$
<p><b>IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO</b></p> <p>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% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.</p> <p>Las rigideces laterales pueden 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.</p>	<b>0.75</b>
<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>IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ (VER TABLA N°10)</b></p> <p>Existe irregularidad 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.</p> <p>Las rigideces laterales pueden 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.</p> <p><b>IRREGULARIDADES DE RESISTENCIA (VER TABLA N°10)</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 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	<p><b>0.5</b></p>
<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 artículo 26, es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	<p><b>0.9</b></p>
<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>	<p><b>0.9</b></p>
<p><b>DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES</b></p> <p>Se clasifica 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>	<p><b>0.8</b></p>

<b>DISCONTINUIDAD EXTREMA EN LOS SISTEMAS RESISTENTES</b>	
Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supera el 25% de la fuerza cortante total.	<b>0.6</b>

**Tabla N° 18. Irregularidades estructurales en planta**

<b>TABLA N° 09</b>	<b>Factor de Irregularidad</b>
<b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA</b>	$I_p$
<p><b>IRREGULARIDAD TORSIONAL</b></p> <p>Existe irregularidad de torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (<math>\Delta_{max}</math>) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso 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>0.75</b>
<p><b>IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA (VER TABLA N° 10)</b></p> <p>Existe irregularidad de torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (<math>\Delta_{max}</math>) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso 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>	<p><b>0.90</b></p>
<p><b>DISCONTINUIDAD DE DIAFRAGMA</b></p> <p>La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. 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>	<p><b>0.85</b></p>
<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>	<p><b>0.90</b></p>

## 7.8. Irregularidades estructurales en altura

### a) Irregularidad de Rigidez – Piso blando

✓ Sistema aporticado

Tabla N° 7.19. Cálculo de irregularidad de rigidez en sistema aporticado

DIRECCIÓN X-X				
PISO	$K_i$	$0.7 \cdot k_{i+1}$	$0.8 \cdot (k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3}) / 3$	CONDICIÓN
10	1254.07919			REGULAR
9	1795.47601	877.8554348		REGULAR
8	2051.95131	1256.833205	813.2147201	REGULAR
7	2169.58817	1436.365916	1360.401736	REGULAR
6	2244.11071	1518.711716	1604.537462	REGULAR
5	2313.20065	1570.877500	1724.173383	REGULAR
4	2408.14598	1619.240452	1793.839874	REGULAR
3	2585.51585	1685.702185	1857.45529	REGULAR
2	3053.19520	1809.861092	1948.496659	REGULAR
1	5861.42045	2137.236637	2145.828538	REGULAR

DIRECCIÓN Y-Y				
PISO	$K_i$	$0.7 \cdot k_{i+1}$	$0.8 \cdot (k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3}) / 3$	CONDICIÓN
10	1270.81195			REGULAR
9	2002.60621	889.568367		REGULAR
8	2237.02972	1401.82435	872.9115109	REGULAR
7	2331.96363	1565.9208	1469.452769	REGULAR
6	2385.48526	1632.37454	1752.426548	REGULAR
5	2438.49932	1669.83968	1854.527629	REGULAR
4	2520.71801	1706.94952	1908.252855	REGULAR
3	2690.48801	1764.50261	1958.587359	REGULAR
2	3176.04767	1883.34161	2039.921425	REGULAR
1	6158.66822	2223.23337	2236.600985	REGULAR



✓ Sistema dual

Tabla N° 7.20. Cálculo de irregularidad de rigidez en sistema dual

DIRECCIÓN X-X				
PISO	$K_i$	$0.7 \cdot k_{i+1}$	$0.8 \cdot (k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3}) / 3$	CONDICIÓN
10	1155.55955			REGULAR
9	1824.88947	808.891687		REGULAR
8	2112.25732	1277.42263	794.7864072	REGULAR
7	2247.36195	1478.58012	1358.055025	REGULAR
6	2334.55317	1573.15337	1649.202332	REGULAR
5	2418.88133	1634.18722	1785.112651	REGULAR
4	2534.35499	1693.21693	1866.879055	REGULAR
3	2752.36379	1774.04849	1943.410532	REGULAR
2	3279.69965	1926.65466	2054.826698	REGULAR
1	6384.07729	2295.78976	2284.378249	REGULAR

DIRECCIÓN Y-Y				
PISO	$K_i$	$0.7 \cdot k_{i+1}$	$0.8 \cdot (k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3}) / 3$	CONDICIÓN
10	1057.71669			REGULAR
9	1798.64353	740.40168		REGULAR
8	2114.79621	1259.05047	761.696058	REGULAR
7	2273.72768	1480.35735	1325.64171	REGULAR
6	2378.92769	1591.60938	1649.91131	REGULAR
5	2476.10935	1665.24938	1804.65375	REGULAR
4	2602.02784	1733.27654	1901.00392	REGULAR
3	2826.77275	1821.41949	1988.55063	REGULAR
2	3384.09473	1978.74092	2107.97598	REGULAR
1	6644.21506	2368.86631	2350.10542	REGULAR

b) Irregularidad de Resistencia – Piso débil

✓ Sistema aporticado

Tabla N° 7.21. Cálculo de irregularidad de resistencia en sistema aporticado

PISO	$\sum V_{c_i}$	$0.8 * \sum V_{c_{i+1}}$	Condición
10	275400		REGULAR
9	275400	220320	REGULAR
8	275400	220320	REGULAR
7	275400	220320	REGULAR
6	275400	220320	REGULAR
5	275400	220320	REGULAR
4	275400	220320	REGULAR
3	275400	220320	REGULAR
2	275400	220320	REGULAR
1	275400	220320	REGULAR

✓ Sistema Dual

Tabla N° 7.22. Cálculo de irregularidad de resistencia en sistema dual

PISO	$\sum V_{c_i}$	$0.8 * \sum V_{c_{i+1}}$	Condición
10	127410		REGULAR
9	127410	101928	REGULAR
8	127410	101928	REGULAR
7	127410	101928	REGULAR
6	127410	101928	REGULAR
5	127410	101928	REGULAR
4	127410	101928	REGULAR
3	127410	101928	REGULAR
2	127410	101928	REGULAR
1	127410	101928	REGULAR

c) Irregularidad extrema de rigidez

✓ Sistema aporticado

Tabla N° 7.23. Cálculo de irregularidad de rigidez en sistema aporticado

DIRECCIÓN X-X				
PISO	$K_i$	$0.6 \cdot k_{i+1}$	$0.7 \cdot (k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3}) / 3$	CONDICIÓN
10	1254.07919			REGULAR
9	1795.47601	752.4475155		REGULAR
8	2051.95131	1077.285605	711.5628801	REGULAR
7	2169.58817	1231.170785	1190.351519	REGULAR
6	2244.11071	1301.752899	1403.970279	REGULAR
5	2313.20065	1346.466429	1508.651711	REGULAR
4	2408.14598	1387.920387	1569.609889	REGULAR
3	2585.51585	1444.887587	1625.273379	REGULAR
2	3053.1952	1551.309507	1704.934576	REGULAR
1	5861.42045	1831.917117	1877.599971	REGULAR

DIRECCIÓN Y-Y				
PISO	$K_i$	$0.7 \cdot k_{i+1}$	$0.8 \cdot (k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3}) / 3$	CONDICIÓN
10	1270.81195			REGULAR
9	2002.60621	762.487172		REGULAR
8	2237.02972	1201.56373	763.797572	REGULAR
7	2331.96363	1342.21783	1285.771173	REGULAR
6	2385.48526	1399.17818	1533.37323	REGULAR
5	2438.49932	1431.29116	1622.711675	REGULAR
4	2520.71801	1463.09959	1669.721248	REGULAR
3	2690.48801	1512.43081	1713.763939	REGULAR
2	3176.04767	1614.29281	1784.931247	REGULAR
1	6158.66822	1905.6286	1957.025862	REGULAR

✓ Sistema dual

Tabla N° 7.24. Cálculo de irregularidad de rigidez en sistema dual

DIRECCIÓN X-X				
PISO	$K_i$	$0.6 \cdot k_{i+1}$	$0.7 \cdot (k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3}) / 3$	CONDICIÓN
10	1155.55955			REGULAR
9	1824.88947	693.335732		REGULAR
8	2112.25732	1094.933684	695.4381063	REGULAR
7	2247.36195	1267.354391	1188.298147	REGULAR
6	2334.55317	1348.417172	1443.05204	REGULAR
5	2418.88133	1400.731902	1561.97357	REGULAR
4	2534.35499	1451.3288	1633.519173	REGULAR
3	2752.36379	1520.612994	1700.484215	REGULAR
2	3279.69965	1651.418276	1797.973361	REGULAR
1	6384.07729	1967.819791	1998.830968	REGULAR

DIRECCIÓN Y-Y				
PISO	$K_i$	$0.6 \cdot k_{i+1}$	$0.7 \cdot (k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3}) / 3$	CONDICIÓN
10	1057.71669			REGULAR
9	1798.64353	634.630011		REGULAR
8	2114.79621	1079.18612	666.4840503	REGULAR
7	2273.72768	1268.87773	1159.936499	REGULAR
6	2378.92769	1364.23661	1443.672399	REGULAR
5	2476.10935	1427.35661	1579.072035	REGULAR
4	2602.02784	1485.66561	1663.378434	REGULAR
3	2826.77275	1561.2167	1739.981803	REGULAR
2	3384.09473	1696.06365	1844.478984	REGULAR
1	6644.21506	2030.45684	2056.342239	REGULAR

d) Irregularidad extrema de resistencia

✓ Sistema aporticado

Tabla N° 7.25. Cálculo de irregularidad extrema de resistencia en sistema aporticado

PISO	$\sum Vc_i$	$0.53 * \sum Vc_{i+1}$	Condición
10	275400		REGULAR
9	275400	145962	REGULAR
8	275400	145962	REGULAR
7	275400	145962	REGULAR
6	275400	145962	REGULAR
5	275400	145962	REGULAR
4	275400	145962	REGULAR
3	275400	145962	REGULAR
2	275400	145962	REGULAR
1	275400	145962	REGULAR

✓ Sistema Dual

Tabla N° 7.26. Cálculo de irregularidad extrema de resistencia en sistema dual

PISO	$\sum Vc_i$	$0.53 * \sum Vc_{i+1}$	Condición
10	127410		REGULAR
9	127410	67527.3	REGULAR
8	127410	67527.3	REGULAR
7	127410	67527.3	REGULAR
6	127410	67527.3	REGULAR
5	127410	67527.3	REGULAR
4	127410	67527.3	REGULAR
3	127410	67527.3	REGULAR
2	127410	67527.3	REGULAR
1	127410	67527.3	REGULAR

e) Irregularidad de masa o peso

✓ Sistema aporticado

Tabla N° 7.27. Cálculo de irregularidad de masa en sistema aporticado

PISO	$P_i$	$1.5 * P_{i+1}$	$1.5 * P_{i-1}$	CONDICIÓN
10	282.6715		1149.14535	REGULAR
9	766.0969	424.00725	1874.28345	REGULAR
8	1249.5223	1149.14535	2599.42155	REGULAR
7	1732.9477	1874.28345	3324.5595	REGULAR
6	2216.373	2599.42155	4049.6976	REGULAR
5	2699.7984	3324.5595	4774.8357	REGULAR
4	3183.2238	4049.6976	5499.9738	REGULAR
3	3666.6492	4774.8357	6225.1119	REGULAR
2	4150.0746	5499.9738	6950.24985	REGULAR
1	4633.4999	6225.1119		REGULAR

✓ Sistema dual

Tabla N° 7.28. Cálculo de irregularidad de masa en sistema dual

PISO	$P_i$	$1.5 * P_{i+1}$	$1.5 * P_{i-1}$	CONDICIÓN
10	435.7019		1286.47755	REGULAR
9	857.6517	653.55285	1919.4024	REGULAR
8	1279.6016	1286.47755	2552.3271	REGULAR
7	1701.5514	1919.4024	3185.25195	REGULAR
6	2123.5013	2552.3271	3818.1768	REGULAR
5	2545.4512	3185.25195	4451.1015	REGULAR
4	2967.401	3818.1768	5084.02635	REGULAR
3	3389.3509	4451.1015	5716.9512	REGULAR
2	3811.3008	5084.02635	6349.8759	REGULAR
1	4233.2506	5716.9512		REGULAR

f) Irregularidad geométrica vertical

Tabla N° 7.29. Cálculo de irregularidad de geométrica vertical en sistema aporticado y dual

EJE	$b_2$	$b_1$	$1.3 * b_1$	CONDICIÓN
XX	22.9	22.9	29.77	REGULAR
YY	22.3	22.3	28.99	REGULAR

g) Discontinuidad en los sistemas resistentes

Tabla N° 7.30. Cálculo de irregularidad por discontinuidad en sistema aporticado

EJE	$V_{elem}$	$V_{edif}$	e	b	CONDICIÓN
XX	0	618.9660	0	90	REGULAR
YY	0	662.6727	0	90	REGULAR

Tabla N° 7.31. Cálculo de irregularidad por discontinuidad en sistema dual

EJE	$V_{elem}$	$V_{edif}$	e	b	CONDICIÓN
XX	0	669.0513	0	250	REGULAR
YY	0	670.4013	0	250	REGULAR

h) Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes

Tabla N° 7.32. Cálculo de irregularidad por discontinuidad en sistema aporticado

EJE	$V_{elem}$	$V_{edif}$	e	b	CONDICIÓN
XX	0	618.9660	0	90	REGULAR
YY	0	662.6727	0	90	REGULAR

Tabla N° 7.33. Cálculo de irregularidad por discontinuidad en sistema dual

EJE	$V_{elem}$	$V_{edif}$	e	b	CONDICIÓN
XX	0	669.0513	0	250	REGULAR
YY	0	670.4013	0	250	REGULAR

## 7.9. Irregularidades estructurales en planta

### a) Irregularidad Torsional

✓ Sistema aporticado

Tabla N° 7.34. Cálculo de irregularidad torsional en sistema aporticado

X - X				
PISO	$\beta_{i \max}$ (cm)	$\beta_{i \text{prom}}$ (cm)	$1.3 * \beta_{i \text{prom}}$ (cm)	CONDICIÓN
10	0.0879	0.0928	0.12064	REGULAR
9	0.1226	0.12465	0.162045	REGULAR
8	0.1621	0.15965	0.207545	REGULAR
7	0.1998	0.19345	0.251485	REGULAR
6	0.2326	0.22235	0.289055	REGULAR
5	0.258	0.2437	0.31681	REGULAR
4	0.273	0.2546	0.33098	REGULAR
3	0.271	0.24915	0.323895	REGULAR
2	0.2381	0.2162	0.28106	REGULAR
1	0.1243	0.11235	0.146055	REGULAR

Y - Y				
PISO	$\beta_{i \max}$ (cm)	$\beta_{i \text{prom}}$ (cm)	$1.3 * \beta_{i \text{prom}}$ (cm)	CONDICIÓN
10	0.0966	0.0966	0.12558	REGULAR
9	0.126	0.126	0.1638	REGULAR
8	0.1597	0.1596	0.20748	REGULAR
7	0.1917	0.19145	0.248885	REGULAR
6	0.2188	0.2185	0.28405	REGULAR
5	0.239	0.2385	0.31005	REGULAR
4	0.2495	0.2489	0.32357	REGULAR
3	0.2444	0.24365	0.316745	REGULAR
2	0.2116	0.2109	0.27417	REGULAR



1	0.1092	0.10875	0.141375	REGULAR
---	--------	---------	----------	---------

✓ Sistema dual

Tabla N° 7.35. Cálculo de irregularidad torsional en sistema dual

X-X				
PISO	$\beta_{i \max}$ (cm)	$\beta_{i \text{prom}}$ (cm)	$1.3 * \beta_{i \text{prom}}$ (cm)	CONDICIÓN
10	0.0879	0.0928	0.12064	REGULAR
9	0.1226	0.12465	0.162045	REGULAR
8	0.1621	0.15965	0.207545	REGULAR
7	0.1998	0.19345	0.251485	REGULAR
6	0.2326	0.22235	0.289055	REGULAR
5	0.258	0.2437	0.31681	REGULAR
4	0.273	0.2546	0.33098	REGULAR
3	0.271	0.24915	0.323895	REGULAR
2	0.2381	0.2162	0.28106	REGULAR
1	0.1243	0.11235	0.146055	REGULAR

Y-Y				
PISO	$\beta_{i \max}$ (cm)	$\beta_{i \text{prom}}$ (cm)	$1.3 * \beta_{i \text{prom}}$ (cm)	CONDICIÓN
10	0.0966	0.0966	0.12558	REGULAR
9	0.126	0.126	0.1638	REGULAR
8	0.1597	0.1596	0.20748	REGULAR
7	0.1917	0.19145	0.248885	REGULAR
6	0.2188	0.2185	0.28405	REGULAR
5	0.239	0.2385	0.31005	REGULAR
4	0.2495	0.2489	0.32357	REGULAR
3	0.2444	0.24365	0.316745	REGULAR
2	0.2116	0.2109	0.27417	REGULAR
1	0.1092	0.10875	0.141375	REGULAR

b) Irregularidad torsional extrema

✓ Sistema aporticado

Tabla N° 7.36. Cálculo de irregularidad torsional extrema en sistema aporticado

X - X				
PISO	$\beta_{i \max}$ (cm)	$\beta_{i \text{prom}}$ (cm)	$1.3 * \beta_{i \text{prom}}$ (cm)	CONDICIÓN
10	0.0879	0.0928	0.12064	REGULAR
9	0.1226	0.12465	0.162045	REGULAR
8	0.1621	0.15965	0.207545	REGULAR
7	0.1998	0.19345	0.251485	REGULAR
6	0.2326	0.22235	0.289055	REGULAR
5	0.258	0.2437	0.31681	REGULAR
4	0.273	0.2546	0.33098	REGULAR
3	0.271	0.24915	0.323895	REGULAR
2	0.2381	0.2162	0.28106	REGULAR
1	0.1243	0.11235	0.146055	REGULAR

Y - Y				
PISO	$\beta_{i \max}$ (cm)	$\beta_{i \text{prom}}$ (cm)	$1.3 * \beta_{i \text{prom}}$ (cm)	CONDICIÓN
10	0.0966	0.0966	0.12558	REGULAR
9	0.126	0.126	0.1638	REGULAR
8	0.1597	0.1596	0.20748	REGULAR
7	0.1917	0.19145	0.248885	REGULAR
6	0.2188	0.2185	0.28405	REGULAR
5	0.239	0.2385	0.31005	REGULAR
4	0.2495	0.2489	0.32357	REGULAR
3	0.2444	0.24365	0.316745	REGULAR
2	0.2116	0.2109	0.27417	REGULAR
1	0.1092	0.10875	0.141375	REGULAR

✓ Sistema dual

Tabla N° 7.37. Cálculo de irregularidad torsional en sistema dual

X - X				
PISO	$\beta_{i \max}$ (cm)	$\beta_{i \text{prom}}$ (cm)	$1.3 * \beta_{i \text{prom}}$ (cm)	CONDICIÓN
10	0.0879	0.0928	0.12064	REGULAR
9	0.1226	0.12465	0.162045	REGULAR
8	0.1621	0.15965	0.207545	REGULAR
7	0.1998	0.19345	0.251485	REGULAR
6	0.2326	0.22235	0.289055	REGULAR
5	0.258	0.2437	0.31681	REGULAR
4	0.273	0.2546	0.33098	REGULAR
3	0.271	0.24915	0.323895	REGULAR
2	0.2381	0.2162	0.28106	REGULAR
1	0.1243	0.11235	0.146055	REGULAR

Y - Y				
PISO	$\beta_{i \max}$ (cm)	$\beta_{i \text{prom}}$ (cm)	$1.3 * \beta_{i \text{prom}}$ (cm)	CONDICIÓN
10	0.0966	0.0966	0.12558	REGULAR
9	0.126	0.126	0.1638	REGULAR
8	0.1597	0.1596	0.20748	REGULAR
7	0.1917	0.19145	0.248885	REGULAR
6	0.2188	0.2185	0.28405	REGULAR
5	0.239	0.2385	0.31005	REGULAR
4	0.2495	0.2489	0.32357	REGULAR
3	0.2444	0.24365	0.316745	REGULAR
2	0.2116	0.2109	0.27417	REGULAR
1	0.1092	0.10875	0.141375	REGULAR

c) Esquinas entrantes

Tabla N° 7.38. Cálculo de esquinas entrantes para ambos sistemas estructurales.

EJE	a	A	0.2*A	CONDICIÓN
XX	3.68	22.9	4.58	REGULAR
YY	2.85	22.3	4.46	REGULAR

d) Discontinuidad del Diafragma

Tabla N° 7.39. Cálculo de esquinas entrantes para ambos sistemas estructurales.

EJE	A'	A	0.5*A	CONDICIÓN
XX	10.488	500.182	250.091	REGULAR
YY	10.488	500.182	250.091	REGULAR

e) Sistemas no paralelos

Tabla N° 7.40. Cálculo de irregularidad torsional en sistema aporcado

EJE	V <sub>elem</sub>	V <sub>edif</sub>	Angulo	CONDICIÓN
XX	0	669.0513	0	REGULAR
YY	0	670.4013	0	REGULAR

Tabla N° 7.41. Cálculo de irregularidad torsional en sistema dual

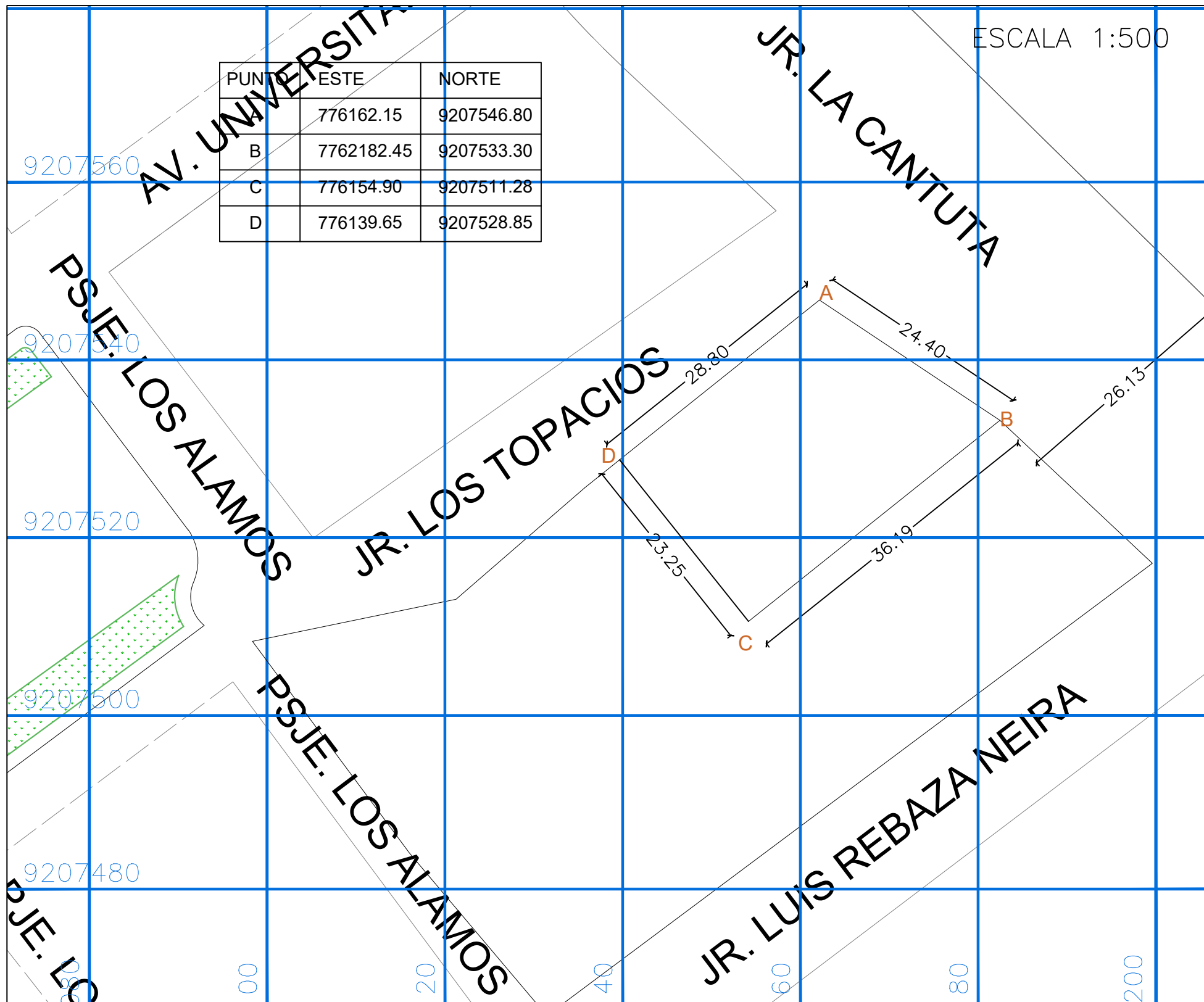
EJE	V <sub>elem</sub>	V <sub>edif</sub>	Angulo	CONDICIÓN
XX	0	618.9660	0	REGULAR
YY	0	662.6727	0	REGULAR

### 7.10. Resumen de irregularidades por sistema estructural

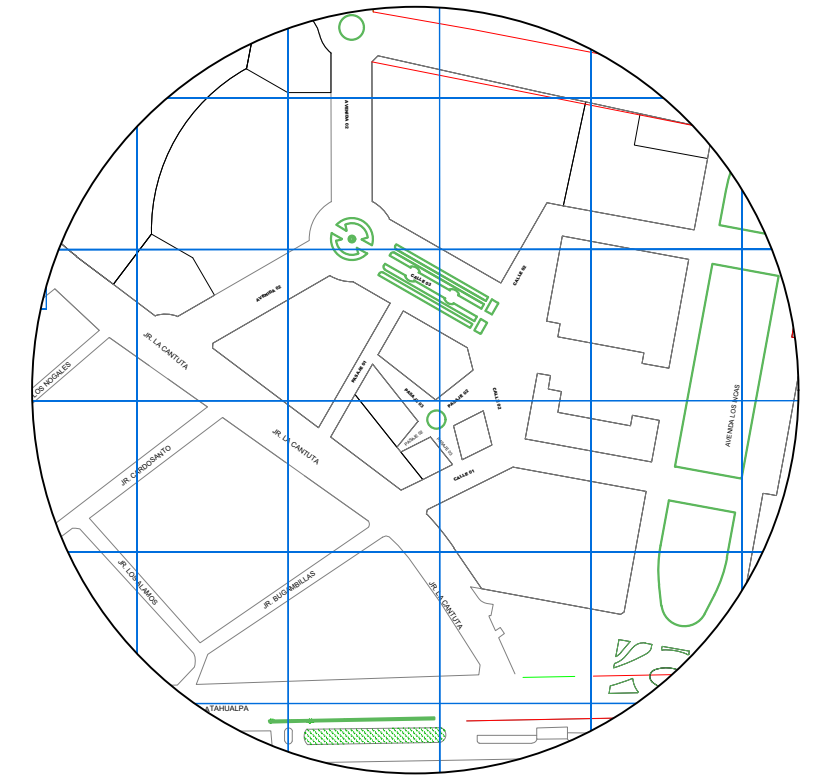
Tabla N° 7.42. Resumen de irregularidades.

IRREGULARIDADES	SISTEMA APORTICADO	SISTEMA DUAL
<b>IRREGULARIDAD EN ALTURA <math>I_a</math></b>		
IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO	1.00	1.00
IRREGULARIDADES DE RESISTENCIA - PISO DÉBIL	1.00	1.00
IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ (VER TABLA N°10)	1.00	1.00
IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA (VER TABLA N°10)	1.00	1.00
IRREGULARIDAD DE MASA O PESO	1.00	1.00
IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL	1.00	1.00
DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES	1.00	1.00
DISCONTINUIDAD EXTREMA EN LOS SISTEMAS RESISTENTES	1.00	1.00
<b>IRREGULARIDAD EN PLANTA <math>I_p</math></b>		
IRREGULARIDAD TORSIONAL	1.00	1.00
IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA (VER TABLA N° 10)	1.00	1.00
ESQUINAS ENTRANTES	1.00	1.00
DISCONTINUIDAD DE DIAFRAGMA	1.00	1.00
SISTEMAS NO PARALELOS	1.00	1.00

## **A.4. PLANOS**



### ESQUEMA DE LOCALIZACION



ESCALA 1:5000

DISTRITO : CAJAMARCA  
 PROVINCIA : CAJAMARCA  
 JIRON : Av. LA CANTUTA  
 NUMERO : S/N

### UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: Influencia de la variación de la altura, rigidez y agrietamiento en el cálculo del periodo fundamental de vibración de edificios con sistemas estructurales diferentes proyectado para la ciudad de Cajamarca.

ASESOR: ING. MARCOS MENDOZA LINARES BACHILLER: ERLIN EDUAR ZAVALTA ZELADA

PLANO: UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN

ESCALA: INDICADAS FECHA: 15/09/2020

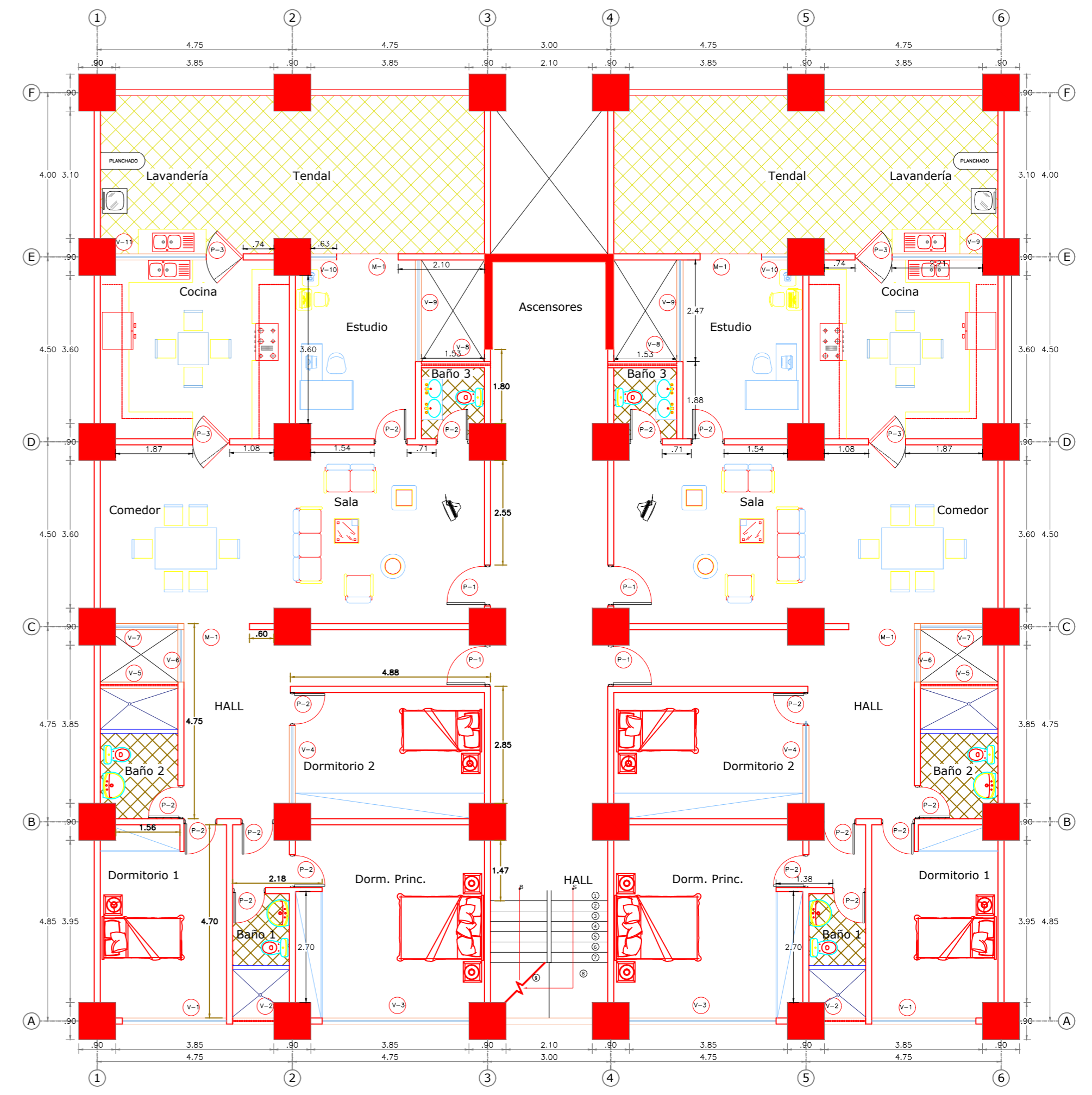
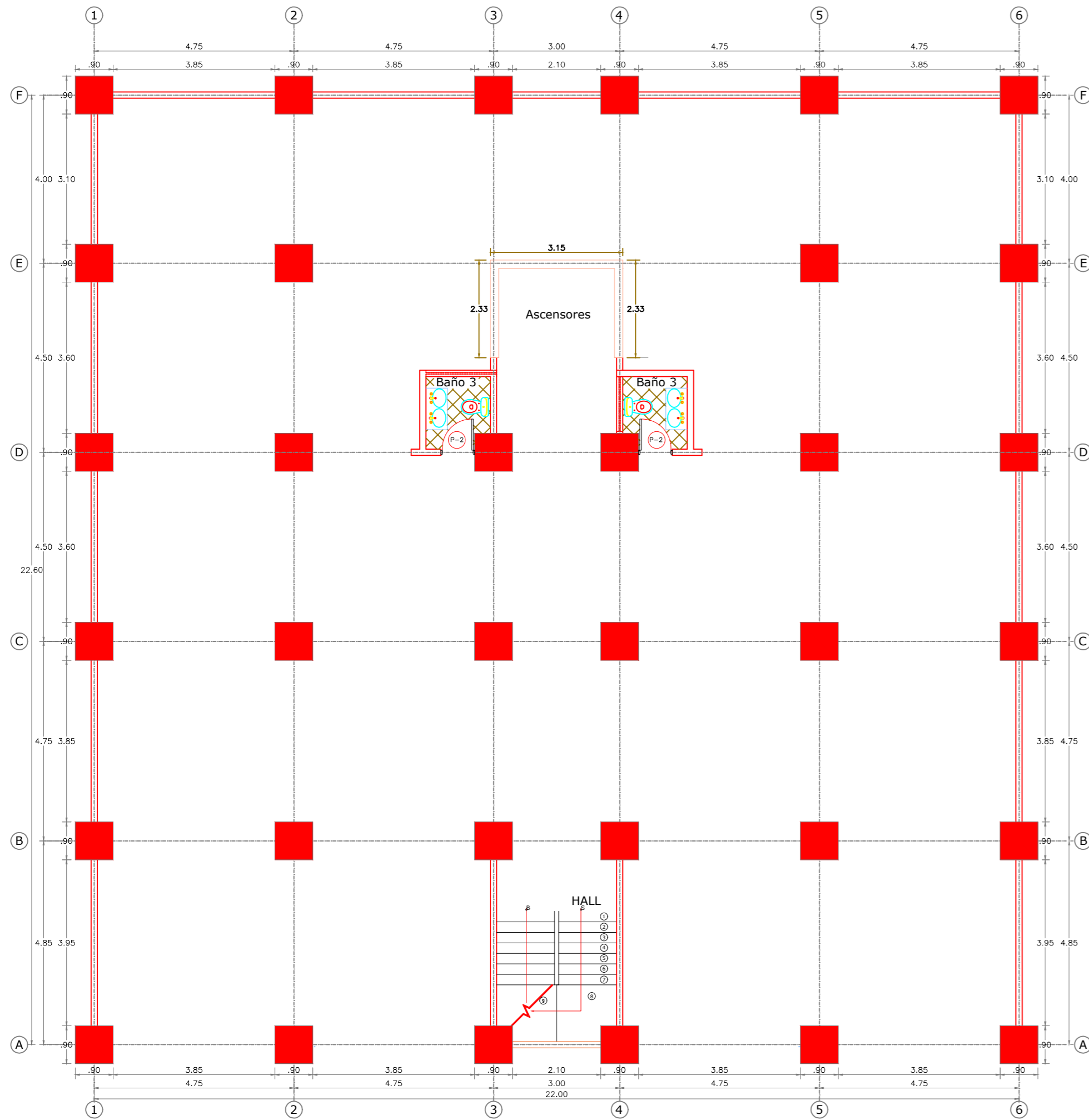
**U-01**

#### CUADRO NORMATIVO

PARAMETROS	NORMATIVO MPC.	EDIFICACIÓN
USOS	MULTIFAMILIAR	MULTIFAMILIAR
DENSIDAD NETA	2250 hab/ha	5 pers/viv
FRENTE MÍNIMO	12.00 m	24.40 m
%AREA LIBRE	30%	30%
ALTURA EDIFICACIÓN	1.5 (a+r)	30.00 m
RETIRO MÍNIMO	3.00 m	3.00 m
COEFICIENTE EDIFICACIÓN	3.5	3.5

#### CUADRO DE AREAS (M<sup>2</sup>)

SECCIONES	AREAS	PARCIAL	TOTAL
PRIMER PISO			
SEGUNDO PISO			
TERCER PISO			
DECIMO PISO			
AREA CONSTRUIDA			
AREA DE TERRENO	663.11 m <sup>2</sup>		
AREA LIBRE			
AREA OCUPADA			



PRIMER PISO  
ESC: 1/100

PLANTA TÍPICA  
ESC: 1/100

CUADRO DE VANOS  
VENTANAS

TIPO	ALFEIZER	LARGO	ALTO
V1	0.90	2.50	1.40
V2	1.80	1.20	0.50
V3	0.90	3.75	1.40
V4	0.90	2.15	1.40
V5	1.80	1.80	0.50
V6	1.20	1.50	1.50
V7	0.90	1.70	1.40
V8	1.80	1.60	0.50
V9	0.90	2.45	1.40
V10	0.90	0.75	1.40
V11	0.90	2.40	1.40

CUADRO DE VANOS  
PUERTAS - REJAS

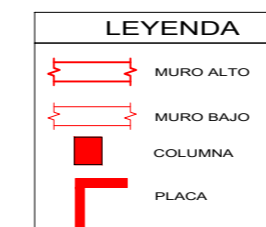
CODIGO	ALFEIZER	ANCHO	ALTO
P1	---	2.90	2.40
P2	---	1.10	2.40
P3	---	1.00	2.40
P4	---	0.90	2.10

CUADRO DE VANOS  
MAMPARAS

CODIGO	ALFEIZER	ANCHO	ALTO
M1	---	1.50	2.50

CUADRO DE ACABADOS

ACAB	PISO			PARED	
	PORCELANATO COLOR DE 0.60 X 0.60	CERÁMICO COLOR DE 0.30 X 0.30	PARQUET	PINTURA LATEX	CERÁMICO COLOR DE 0.30 X 0.30
Sala			---	---	
Comedor			---	---	
Cocina	--			---	---
Lavandería	--			---	---
Hall			---	---	
Dormitorio			---	---	
S.H		--		---	---



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA  
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

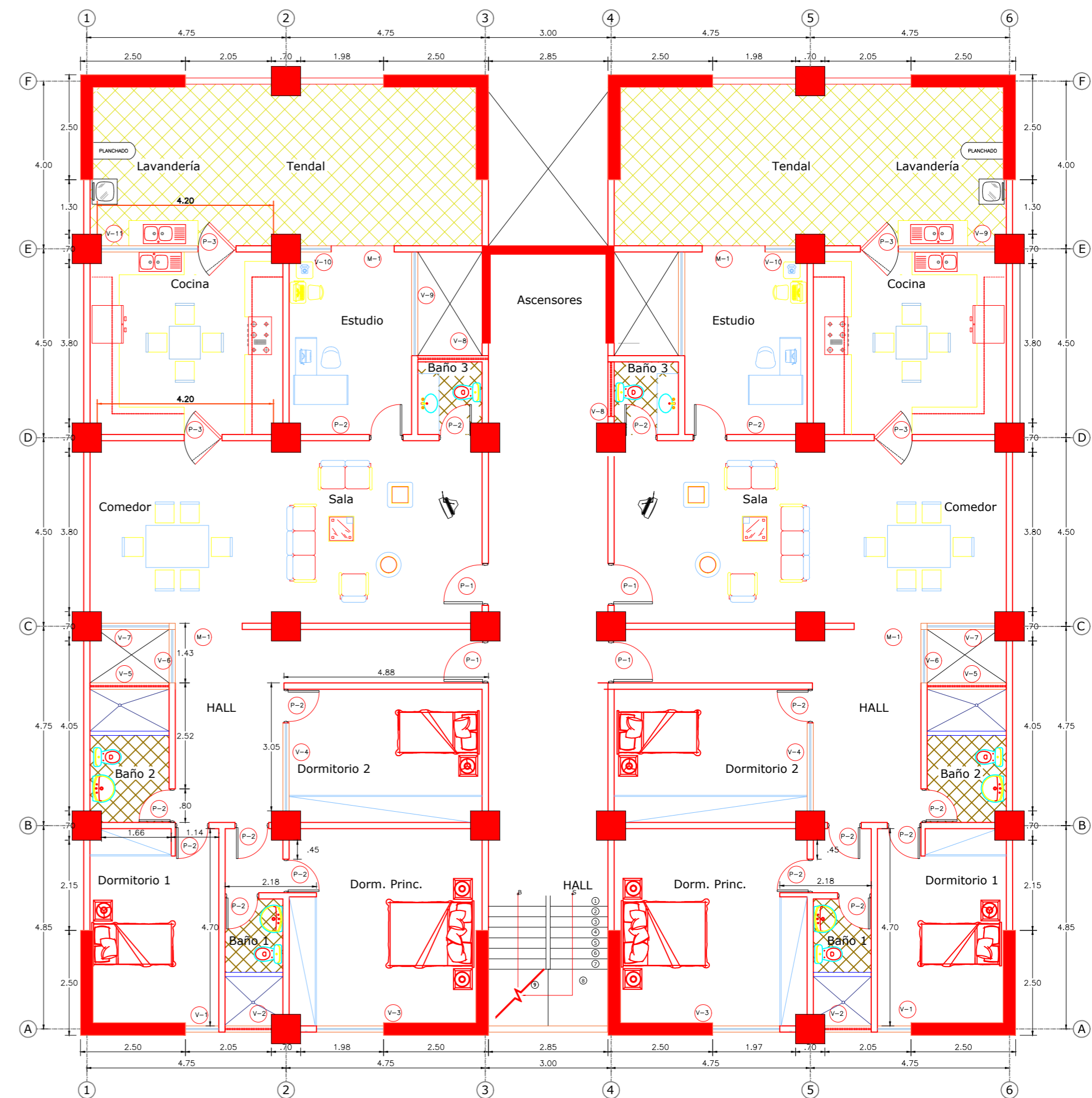
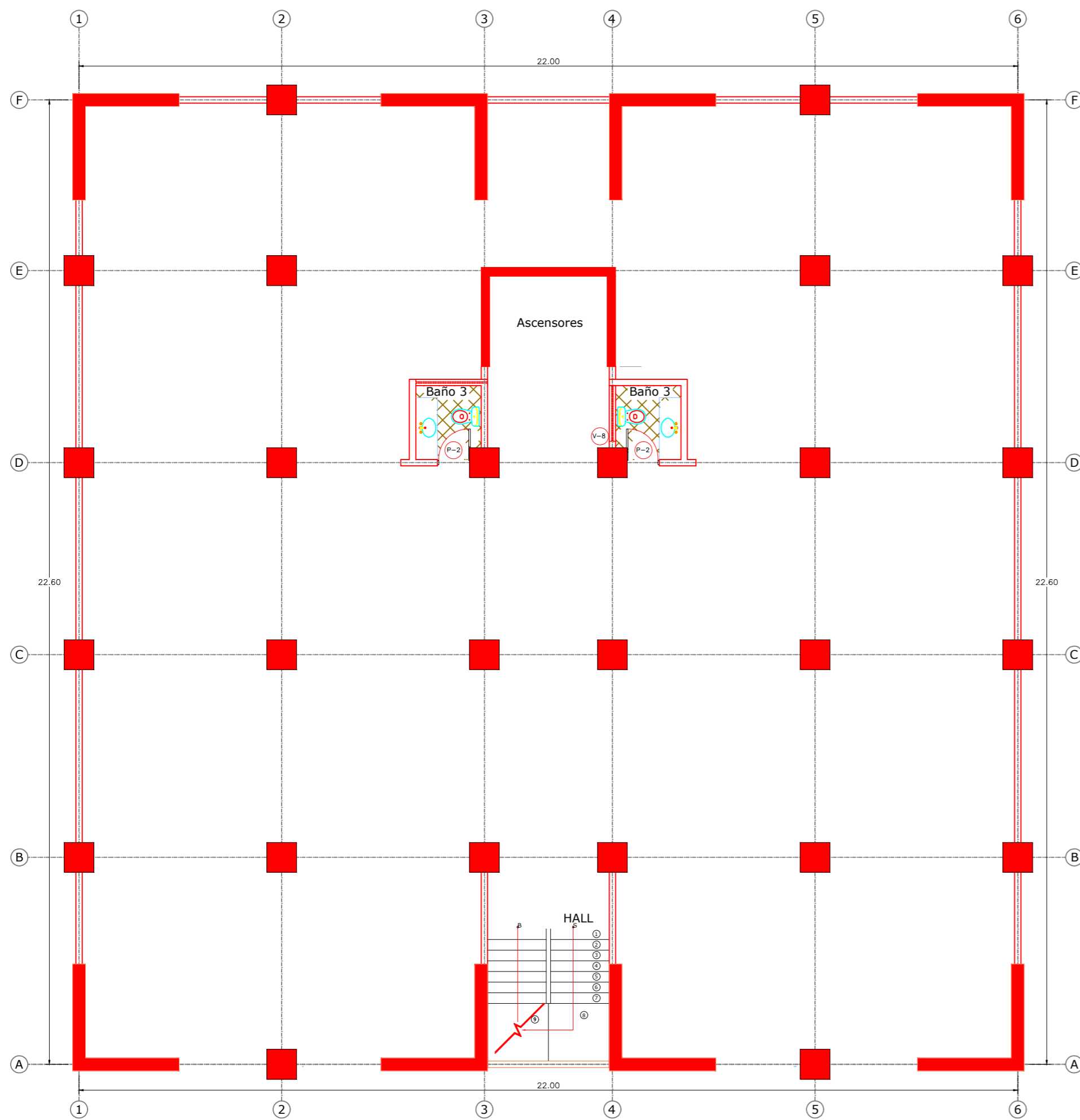
TESIS: "INFLUENCIA DE LA DE LA VARIACIÓN DE LA ALTURA, RIGIDEZ Y AGRIETAMIENTO EN EL CÁLCULO DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE EDIFICIOS CON SISTEMAS ESTRUCTURALES DIFERENTES PROYECTADO PARA LA CIUDAD DE CAJAMARCA"

PLANO: PLANTA TÍPICA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE PORTICOS PLANO N°: A-01

ASESOR: ING. MARCOS MENDOZA LINARES DIBUJO: BACH. ERLEN EDUAR ZAVALETA ZELADA ESC: 1/100

PROVINCIA: CAJAMARCA DEPARTAMENTO: CAJAMARCA FECHA: 25/10/2020 NOTA:





PRIMER PISO  
ESC: 1/100

PLANTA TÍPICA  
ESC: 1/100

CUADRO DE VANOS  
**VENTANAS**

TIPO	ALFEIZER	LARGO	ALTO
V1	0.90	0.80	1.40
V2	1.80	1.20	0.50
V3	0.90	3.75	1.40
V4	0.90	2.15	1.40
V5	1.80	1.80	0.50
V6	1.20	1.50	1.50
V7	0.90	1.70	1.40
V8	1.80	1.60	0.50
V9	0.90	2.45	1.40
V10	0.90	0.75	1.40
V11	0.90	2.40	1.40

CUADRO DE VANOS  
**PUERTAS - REJAS**

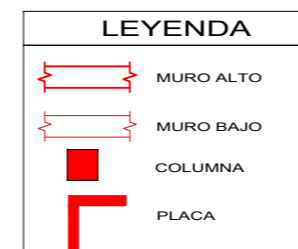
CODIGO	ALFEIZER	ANCHO	ALTO
P1	---	2.90	2.40
P2	---	1.10	2.40
P3	---	1.00	2.40
P4	---	0.90	2.10

CUADRO DE VANOS  
**MAMPARAS**

CODIGO	ALFEIZER	ANCHO	ALTO
M1	---	1.50	2.50

CUADRO DE ACABADOS

ACAB	PISO			PARED		
	PERFILADO COLOR DE LACADO	GERANCO COLOR DE LACADO	PARETES	PERFILADO LATEX	GERANCO COLOR DE LACADO	GERANCO COLOR DE LACADO
Sala						
Comedor						
Cocina						
Lavandería						
Hall						
Dormitorio						
S.H						



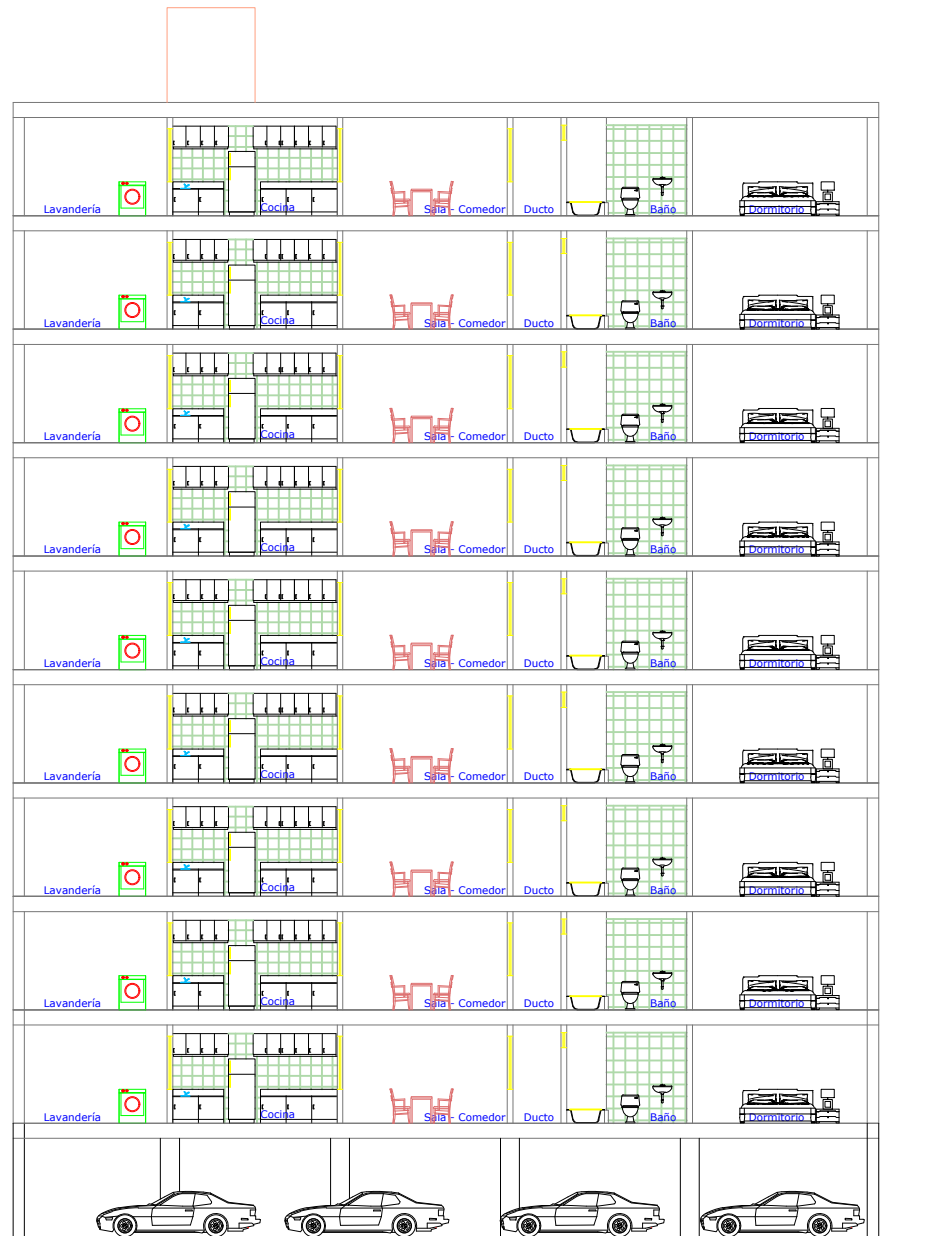
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA  
ESCUOLA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "INFLUENCIA DE LA DE LA VARIACIÓN DE LA ALTURA, RIGIDEZ Y AGRIETAMIENTO EN EL CÁLCULO DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE EDIFICIOS CON SISTEMAS ESTRUCTURALES DIFERENTES PROYECTADO PARA LA CIUDAD DE CAJAMARCA"

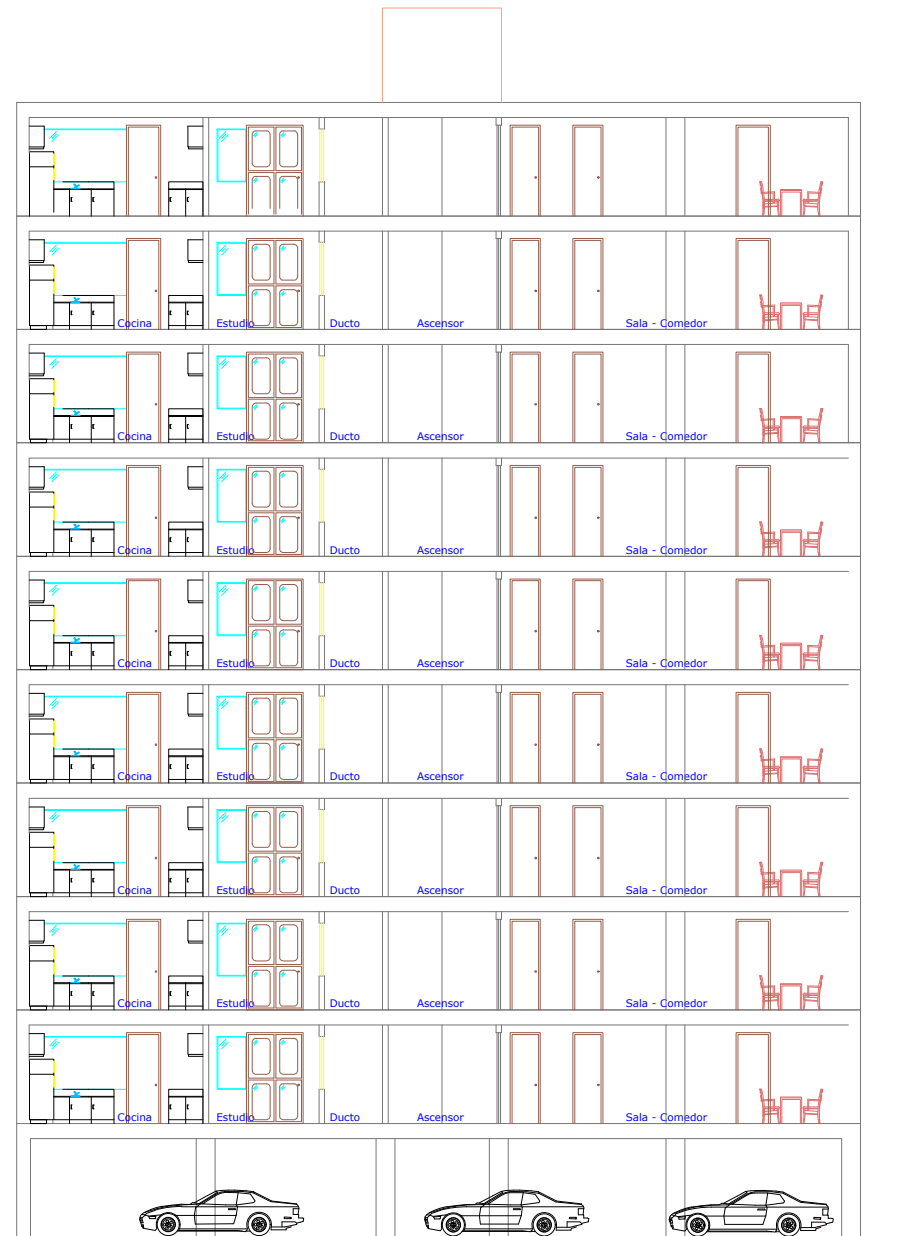
PLANO: ARQUITECTÓNICO DEL EDIFICIO DUAL PLANO N°: **A-02**

ASESOR: ING. MARCOS MENDOZA LINARES DIBUJO: BACH. ERICA EDUAR ZAVALETA ZELADA ESC: 1/100

PROVINCIA: CAJAMARCA DEPARTAMENTO: CAJAMARCA FECHA: 25/10/2020 NOTA:

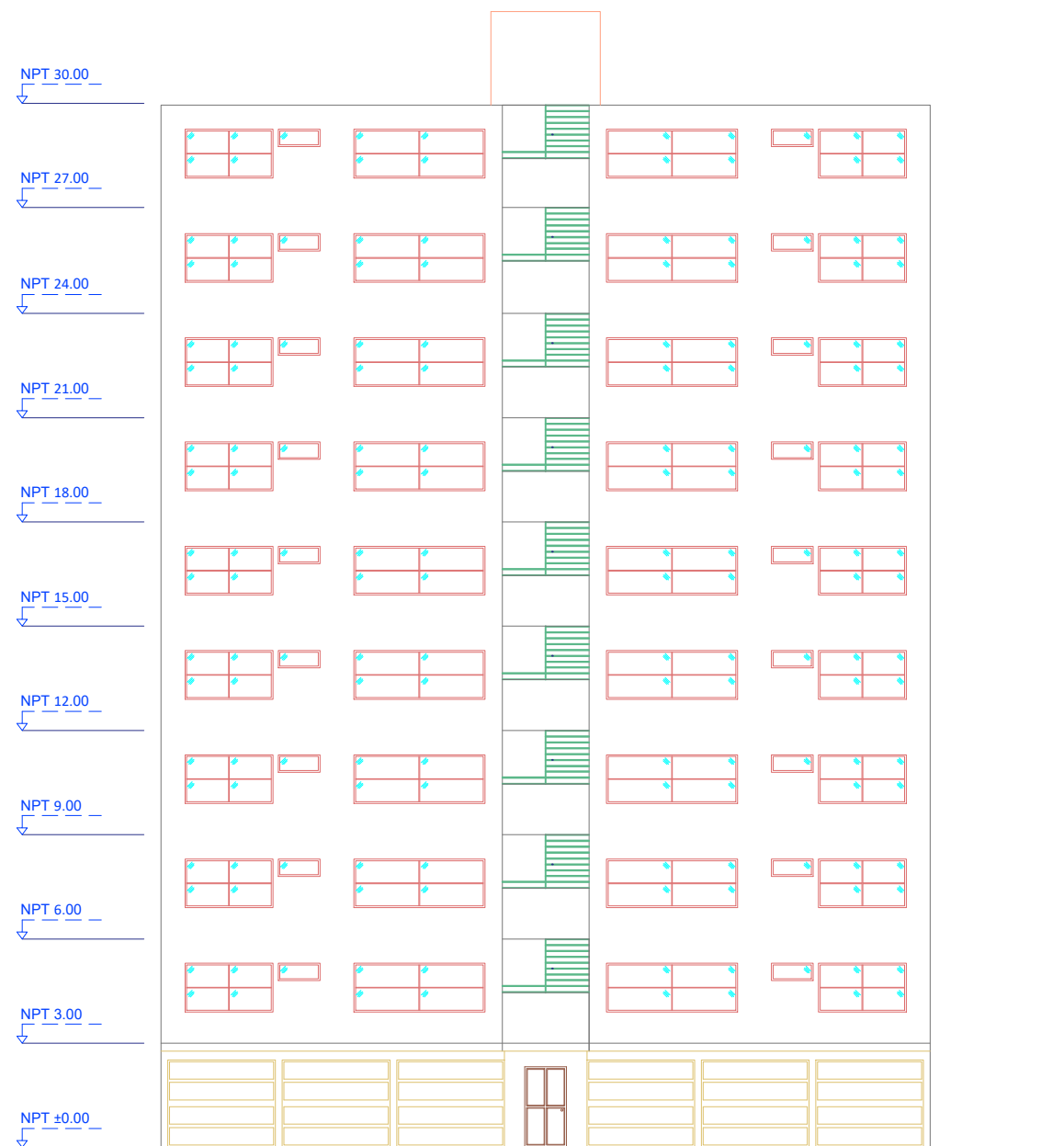


CORTE A-A  
ESC: 1/50

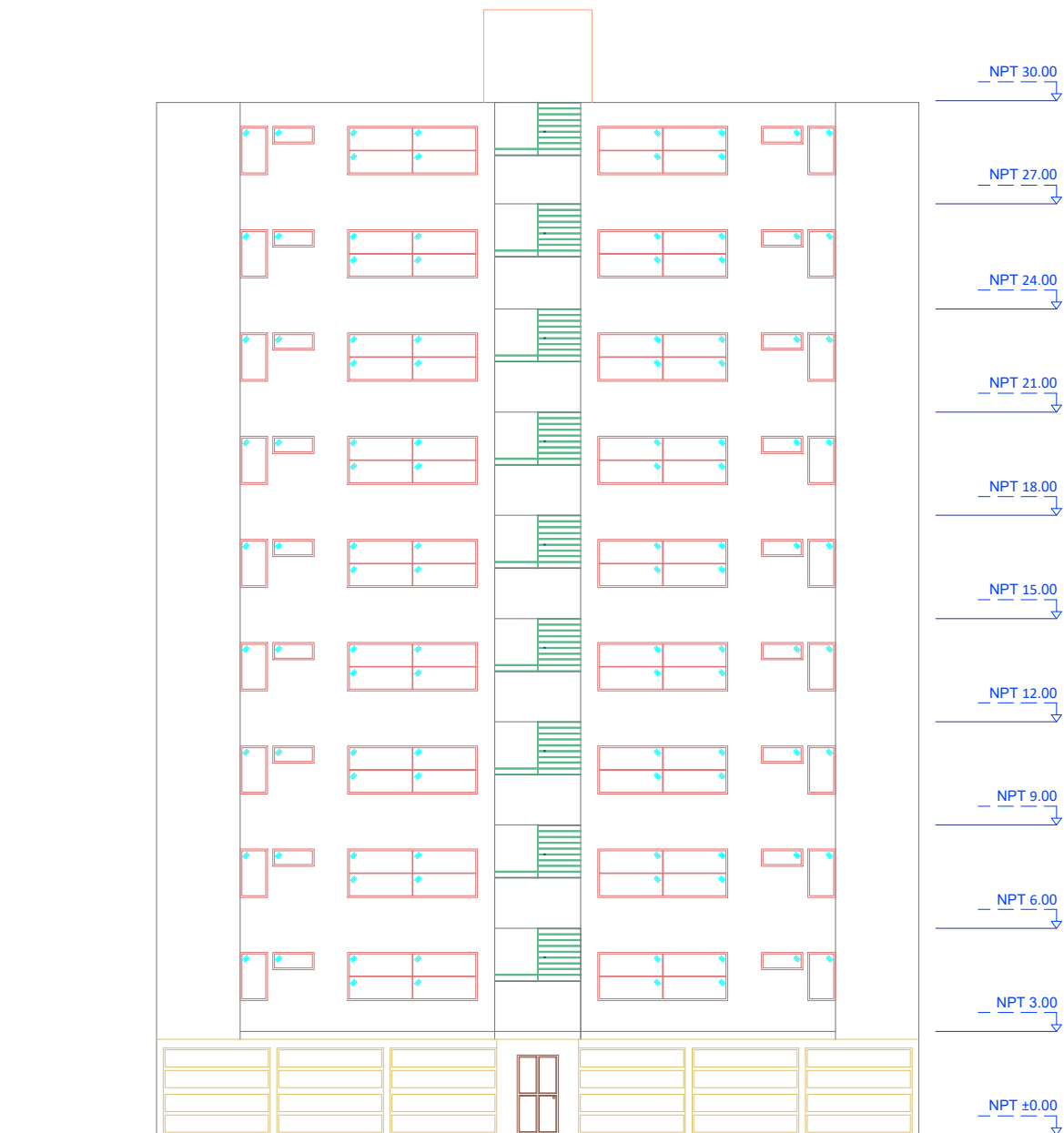


CORTE B-B  
ESC: 1/50

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA			
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
TESIS: "INFLUENCIA DE LA DE LA VARIACIÓN DE LA ALTURA, RIGIDEZ Y AGRIETAMIENTO EN EL CÁLCULO DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE EDIFICIOS CON SISTEMAS ESTRUCTURALES DIFERENTES PROYECTADO PARA LA CIUDAD DE CAJAMARCA"			
PLANO:	CORTES		PLANO N°:
ASESOR:	ING. MARCOS MENDOZA LINARES	DIBUJO:	BACH. ERLIN EDUAR ZAVALETA ZELADA ESC: 1/50
PROVINCIA:	CAJAMARCA	DEPARTAMENTO:	CAJAMARCA FECHA: 10/10/2019
			A-04



ELEVACIÓN EDIFICIO DE PORTICO  
ESC: 1/50



ELEVACIÓN EDIFICIO DUAL  
ESC: 1/50

<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA</b>			
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
TESIS: <b>"INFLUENCIA DE LA DE LA VARIACIÓN DE LA ALTURA, RIGIDEZ Y AGRIETAMIENTO EN EL CÁLCULO DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE EDIFICIOS CON SISTEMAS ESTRUCTURALES DIFERENTES PROYECTADO PARA LA CIUDAD DE CAJAMARCA"</b>			
PLANO: ELEVACIÓN FRONTAL DE LOS EDIFICIOS PÓRTRICO Y DUAL			PLANO N°:
ASESOR: ING. MARCOS MENDOZA LINARES	DIBUJO: BACH. ERLIN EDUAR ZAVALETA ZELADA	ESC: 1/50	<b>A-03</b>
PROVINCIA: CAJAMARCA	DEPARTAMENTO: CAJAMARCA	FECHA: 25/09/2019	
			NOTA:

## **A.5. ESTUDIO SUELO DEL POLIDEPORTIVO**



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
SECCIÓN DE POSTGRADO

---

**ESTUDIO GEOTÉCNICO CON FINES DE  
CIMENTACIÓN DEL PARQUE POLIDEPORTIVO Y  
NUEVO COLISEO DE CAJAMARCA**

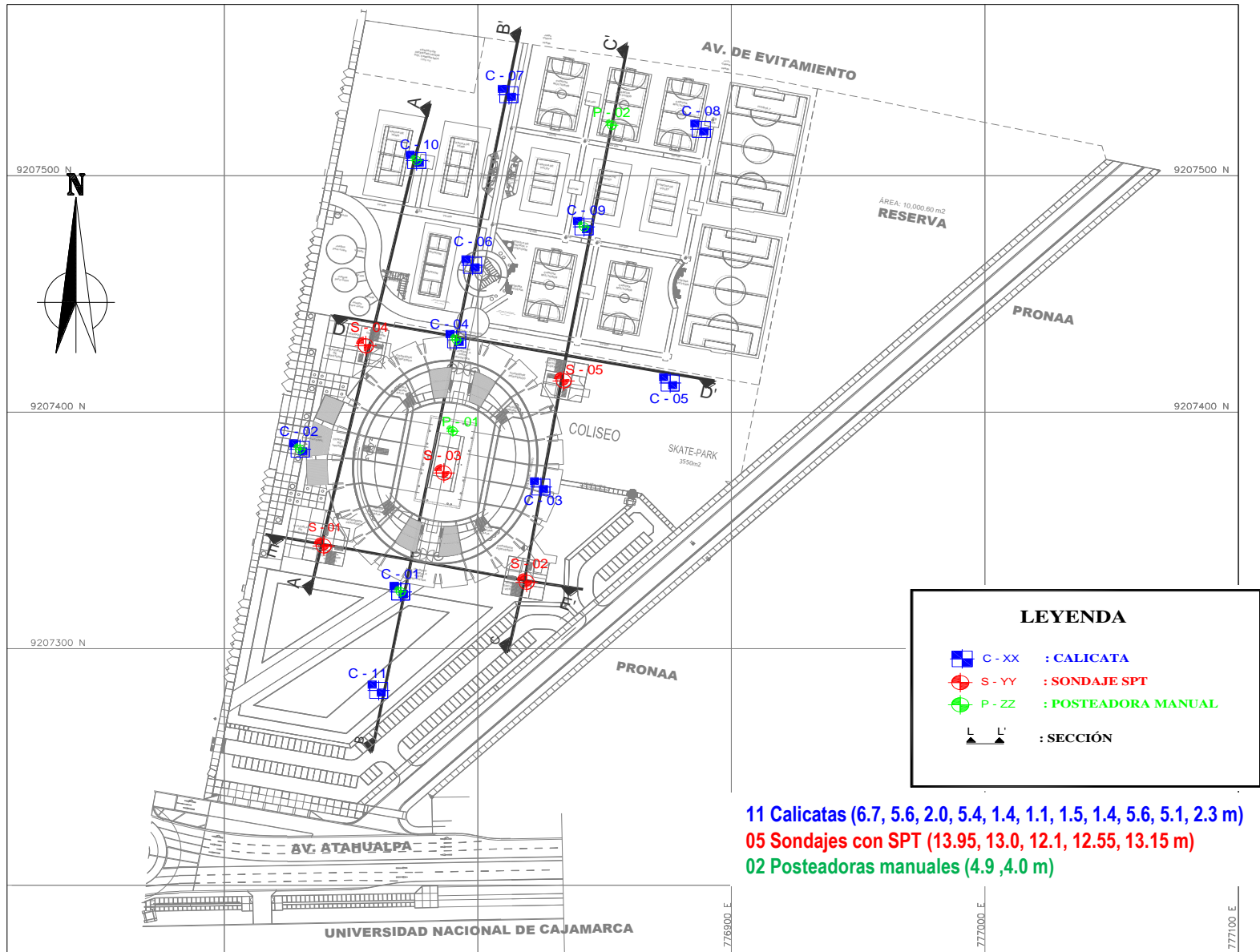
**Dr. Ing. Jorge E. Alva Hurtado**

[www.jorgealvahurtado.com](http://www.jorgealvahurtado.com)

---

# Investigación de Campo

## ● Calicatas y Sondajes con Ensayos SPT



**REGISTRO DE SONDAJE**

PROYECTO : Nuevo Coliseo y Polideportivo de Cajamarca  
 SOLICITADO : Augusto Ortiz de Zevallos  
 UBICACIÓN : Av. Atahualpa s/n-Carretera a los Baños del Inca, Cajamarca  
 PROFUNDIDAD : 5.60 m

NIVEL FREÁTICO : 0.50 m  
 REGISTRO : Ing. R.H.M.E.  
 REVISADO POR : Dr. J.A.H.  
 FECHA : Julio, 2008

**CALICATA C - 02**

1 de 2

PROF. (m)	CLASIFICACIÓN SUCS	SIMBOLOGÍA GRÁFICA	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	MUESTRA	HUMEDAD NATURAL Y LÍMITES DE CONSISTENCIA		
					w (%)	L.L. (%)	I.P. (%)
0.40	CL		Arcilla de baja plasticidad de color marrón con presencia de abundantes raíces. Húmeda. Medianamente compacta	S/M	-	-	-
1.00	CL		Arcilla de baja plasticidad de color beige con manchas oscuras aisladas, presencia de gravillas y raíces aisladas. Compacta. Húmeda	S/M	-	-	-
1.50							
1.80	CL		Arcilla de baja plasticidad de color marrón con presencia de gravillas. Compacta. Al final del estrato se aprecia un lente de arena gruesa plumiza	S/M	-	-	-
2.00	CH		Arcilla de alta plasticidad de color negruzco, con presencia aislada de gravillas, restos de cerámicas. Compacta	S/M	-	-	-
2.40							
3.00	CL		Arcilla de baja plasticidad con arena de color amarillo con óxidos y presencia de gravillas al inicio del estrato. A partir de los 4.0 m se observan lentes negruzcos. Compacta	S/M	-	-	-

**OBSERVACIONES** : La excavación de la calicata se realizó hasta la profundidad de 1.50 m, continuándose con posteadora manual hasta los 5.60 m

**REGISTRO DE SONDAJE**

PROYECTO : Nuevo Coliseo y Polideportivo de Cajamarca  
 SOLICITADO : Augusto Ortiz de Zevallos  
 UBICACIÓN : Av. Atahualpa s/n-Carretera a los Baños del Inca, Cajamarca  
 PROFUNDIDAD : 5.60 m

NIVEL FREÁTICO : 0.50 m  
 REGISTRO : Ing. R.H.M.E.  
 REVISADO POR : Dr. J.A.H.  
 FECHA : Julio, 2008

**CALICATA C - 02**

2 de 2

PROF. (m)	CLASIFICACIÓN SUCS	SIMBOLOGÍA GRÁFICA	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	MUESTRA	HUMEDAD NATURAL Y LÍMITES DE CONSISTENCIA		
					w (%)	L.L. (%)	I.P. (%)
4.00	CL		Arcilla de baja plasticidad con arena de color amarillo con óxidos y presencia de gravillas al inicio del estrato. A partir de los 4.0 m se observan lentes negruzcos. Compacta	M - 2	25.41	46.82	28.94
5.00							
5.60							
6.00							

**OBSERVACIONES** : La excavación de la calicata se realizó hasta la profundidad de 1.50 m, continuándose con posteadora manual hasta los 5.60 m

**REGISTRO DE SONDAJE**

PROYECTO : Nuevo Coliseo y Polideportivo de Cajamarca  
 SOLICITADO : Augusto Ortiz de Zevallos  
 UBICACIÓN : Av. Atahualpa s/n-Carretera a los Baños del Inca, Cajamarca  
 PROFUNDIDAD : 5.10 m

NIVEL FREÁTICO : 0.60 m  
 REGISTRO : Ing. R.H.M.E.  
 REVISADO POR : Dr. J.A.H.  
 FECHA : Julio, 2008

**CALICATA C - 10**

1 de 2

PROF. (m)	CLASIFICACIÓN SUCS	SIMBOLOGÍA GRÁFICA	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	MUESTRA	HUMEDAD NATURAL Y LÍMITES DE CONSISTENCIA		
					w (%)	L.L. (%)	I.P. (%)
0.20	CL		Arcilla de baja plasticidad de color marrón con presencia de abundantes raíces. Húmeda. Medianamente compacta	S/M	--	--	--
0.80	CL		Arcilla de baja plasticidad de color beige, presencia de gravillas y raíces aisladas. En algunos sectores se observan óxidos. Compacta. Húmeda	S/M	--	--	--
1.00	CH		Arcilla de alta plasticidad de color negruzco. Húmeda. Compacta a muy compacta	S/M	--	--	--
1.90	CH		Arcilla de alta plasticidad de color amarillento con presencia de óxidos y gravillas. Muy compacta	S/M	--	--	--
2.00	CL		Arcilla de baja plasticidad de color marrón, con presencia de gravillas. Compacta	S/M	--	--	--
3.00	CH		Arcilla de alta plasticidad, negruzca con tonalidades plumizas y presencia de gravillas. Muy compacta, se aprecia restos de roca metamórfica de color verdeo	S/M	--	--	--

OBSERVACIONES : La excavación de la calicata se realizó hasta la profundidad de 1.10 m, continuándose con posteadora manual hasta los 5.10 m

**REGISTRO DE SONDAJE**

PROYECTO : Nuevo Coliseo y Polideportivo de Cajamarca  
 SOLICITADO : Augusto Ortiz de Zevallos  
 UBICACIÓN : Av. Atahualpa s/n-Carretera a los Baños del Inca, Cajamarca  
 PROFUNDIDAD : 5.10 m

NIVEL FREÁTICO : 0.60 m  
 REGISTRO : Ing. R.H.M.E.  
 REVISADO POR : Dr. J.A.H.  
 FECHA : Julio, 2008

**CALICATA C - 10**

2 de 2


PROF. (m)	CLASIFICACIÓN SUCS	SIMBOLOGÍA GRÁFICA	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	MUESTRA	HUMEDAD NATURAL Y LÍMITES DE CONSISTENCIA		
					w (%)	L.L. (%)	I.P. (%)
3.60	CH		Arcilla de alta plasticidad, negruzca con tonalidades plumizas, con presencia de gravillas. Muy compacta, se aprecia restos de roca metamórfica de color verdeo	S/M	--	--	--
4.00	CH		Arcilla de alta plasticidad de color plumizo con tintes verdosos. Medianamente compacta	M-8	36.87	73.23	46.43
4.20	CH		Arcilla de alta plasticidad de color amarillento, con presencia de óxidos y gravillas. Muy compacta	S/M	--	--	--

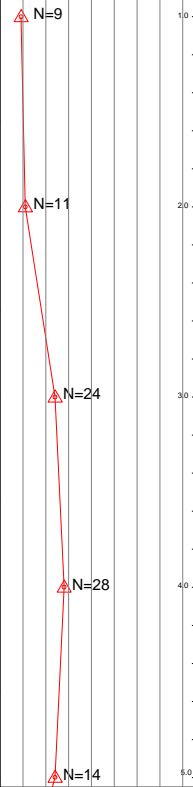
OBSERVACIONES : La excavación de la calicata se realizó hasta la profundidad de 1.10 m, continuándose con posteadora manual hasta los 5.10 m




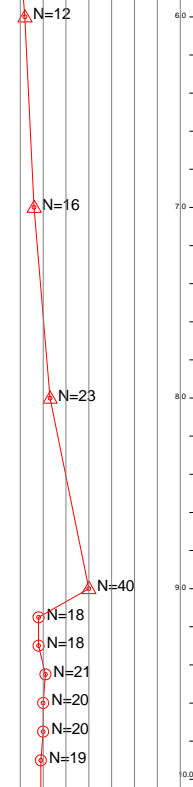




		EXPLORACION GEOTECNICA	REGISTRO DE PERFORACION	SPT-03													
SOLICITADO	Augusto Ortiz de Zevallos		NIVEL FREATICO	2.0 mts.													
PROYECTO	Estudio de Mecánica de Suelos del Nuevo Coliseo de Cajamarca		REGISTRO	M.C.M													
UBICACION	Av. Atahualpa, Prov.Cajamarca- Dpto. Cajamarca		REVISADO POR	DR. J. ALVA													
PROFUNDIDAD	12.10 m	COTA (m.s.n.m.)	FECHA	AGOSTO - 2008													
PROF. (m)	CLASIFICACION		DESCRIPCION DEL MATERIAL	MUESTRA	HUMEDAD NATURAL Y LIMITES DE CONSISTENCIA			<span style="color: red;">▲</span> ENSAYO SPT / CONO PECK <span style="color: red;">◎</span>									
	SIEMBOLO	SIEMBOLO GRAFICO			W (%)	LL (%)	I.P. (%)	N° (GOLPES/PIE)									
									10	20	30	40	50	60	70	80	
0.55	CL	A-6	0.00 - 0.55m. Arcilla inorgánica de baja a mediana plasticidad, de color amarillo lentes plomosas, de consistencia media húmeda. Constituido por: G=0.00%, A=3.79%, F=96.21%.	M-1	33.33	33.44	17.64										
1.00	CH	A-7	0.55 - 1.00m. Arcilla de alta plasticidad, de color amarillo plomizo, de consistencia media y húmeda. Constituido por: G=0.45%, A=31.39%, F=68.17%.	M-2	21.14	52.31	31.71										
1.55	CH	A-7	1.00 - 1.55m. Similar a M-2	S/M	-	-	-										
2.00	CH	A-7	1.55 - 2.00m. Arcilla de alta plasticidad, de color plomo con manchas marrones, de consistencia media y húmeda. Constituido por: G=0.00%, A=31.90%, F=68.10%.	M-4	18.87	69.75	44.49										
2.55	CH	A-7	2.00 - 2.55m. Arcilla de alta plasticidad, de color marrón, y plomizo claro, de consistencia media y húmeda. Constituido por: G=0.00%, A=41.96%, F=58.04%.	M-5	18.48	53.01	26.71										
3.00	SC	A-4	2.55 - 3.00m. Arena arcillosa, de color amarillo y marrón, de consistencia media y húmeda. Constituido por: G=1.36%, A=50.00%, F=48.64%.	M-6	14.83	38.71	20.00										
3.55	CL	A-6	3.00 - 3.55m. Arcilla limosa, de color amarillo con lentes plomizas y gravas de 1/2" de consistencia media y húmeda. Constituido por: G=4.53%, A=14.43%, F=81.04%.	M-7	16.73	37.49	19.26										
4.00	CL	A-6	3.55 - 4.00m. Arcilla inorgánica de baja a mediana plasticidad, de color amarillo y plomo, de consistencia media y húmeda. Constituido por: G=0.00%, A=21.40%, F=78.60%.	M-8	19.42	33.57	12.15										
4.55	CL	A-6	4.00 - 4.55m. Arcilla inorgánica de baja a mediana plasticidad, de color amarillo y plomo, de consistencia media y húmeda. Constituido por: G=0.00%, A=17.92%, F=82.08%.	M-9	17.03	40.61	22.78										
5.00	MH	A-7	4.55 - 5.00m. Limo de alta plasticidad, de color plomo con pequeñas gravillas, de consistencia media y húmeda. Constituido por: G=2.02%, A=18.62%, F=79.36%.	M-10	26.96	65.13	32.15										



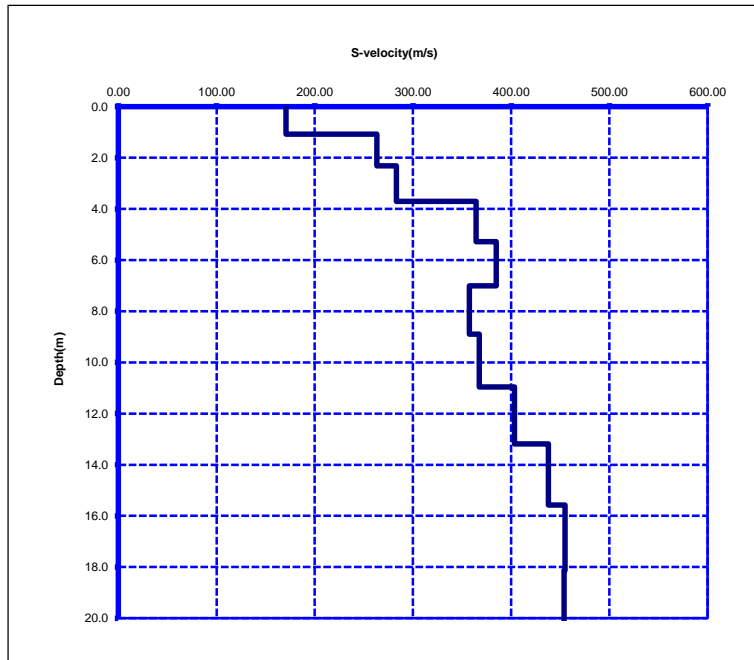
		EXPLORACION GEOTECNICA	REGISTRO DE PERFORACION	SPT-03													
SOLICITADO	Augusto Ortiz de Zevallos		NIVEL FREATICO	2.0 mts.													
PROYECTO	Estudio de Mecánica de Suelos del Nuevo Coliseo de Cajamarca		REGISTRO	M.C.M													
UBICACION	Av. Atahualpa, Prov.Cajamarca- Dpto. Cajamarca		REVISADO POR	DR. J. ALVA													
PROFUNDIDAD	12.10 m	COTA (m.s.n.m.)	FECHA	AGOSTO - 2008													
PROF. (m)	CLASIFICACION		DESCRIPCION DEL MATERIAL	MUESTRA	HUMEDAD NATURAL Y LIMITES DE CONSISTENCIA			<span style="color: red;">▲</span> ENSAYO SPT / CONO PECK <span style="color: red;">◎</span>									
	SIEMBOLO	SIEMBOLO GRAFICO			W (%)	LL (%)	I.P. (%)	N° (GOLPES/PIE)									
									10	20	30	40	50	60	70	80	
5.55	CH	A-7	5.00 - 5.55m. Similar a M-11	S/M	-	-	-										
6.00	CH	A-7	5.55 - 6.00m. Arcilla de alta plasticidad, de color plomizo y manchas marrones, de consistencia media y húmeda. Constituido por: G=2.29%, A=11.01%, F=86.70%.	M-11	23.99	50.16	29.26										
6.55	CH	A-7	6.00 - 6.55m. Similar a M-11	S/M	-	-	-										
7.00	CH	A-7	6.55 - 7.00m. Arcilla de alta plasticidad, de color , de consistencia media y húmeda. Constituido por: G=0.00%, A=1.1%, F=98.89%.	M-12	25.63	64.46	35.48										
7.55	CL	A-6	7.00 - 7.55m. Arcilla inorgánica de baja a mediana plasticidad, de color plomo claro, de consistencia media y húmeda. Constituido por: G=0.00%, A=47.99%, F=52.01%.	M-13	18.80	36.17	19.32										
8.00	SC	A-6	7.55 - 8.00m. Arena arcillosa, de color plomo con manchas amarillas, de consistencia media y húmeda. Constituido por: G=0.00%, A=61.06%, F=38.94%.	M-14	16.67	27.79	14.08										
8.55	SC	A-6	8.00 - 8.55m. Similar a M-14	S/M	-	-	-										
9.00	SC	A-4	8.55 - 9.00m. Arena arcillosa, de color plomizo con manchas amarillas, de consistencia media y húmeda. Constituido por: G=3.77%, A=56.88%, F=39.35%.	M-15	15.77	23.50	8.85										



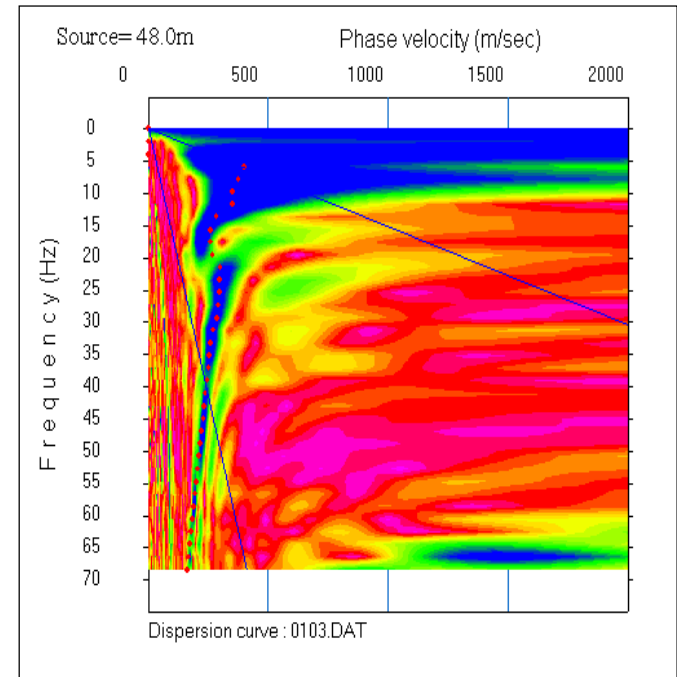
# SONDAJES MASW - ANÁLISIS MULTICANAL DE ONDAS SUPERFICIALES

## LÍNEA SÍSMICA LW-01

### Velocidad de ondas "S " y Profundidad(m)

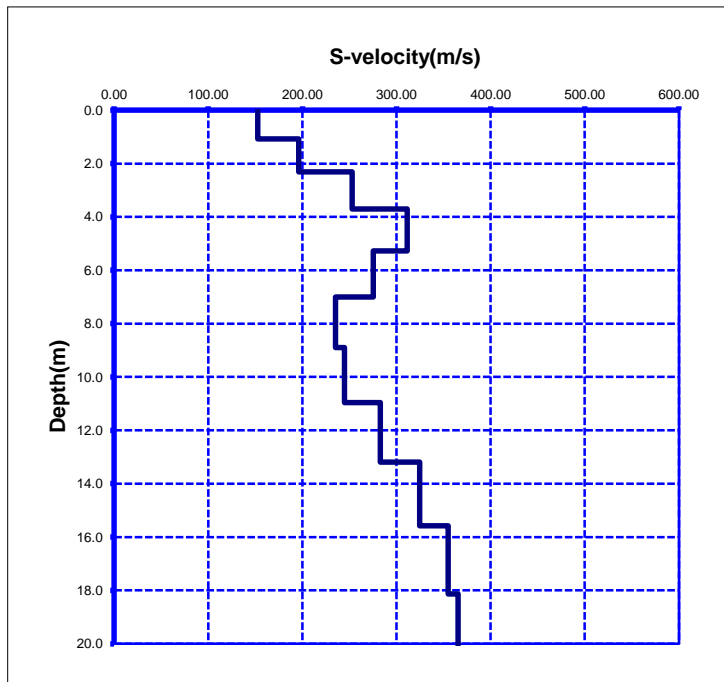


### Curva de Dispersión

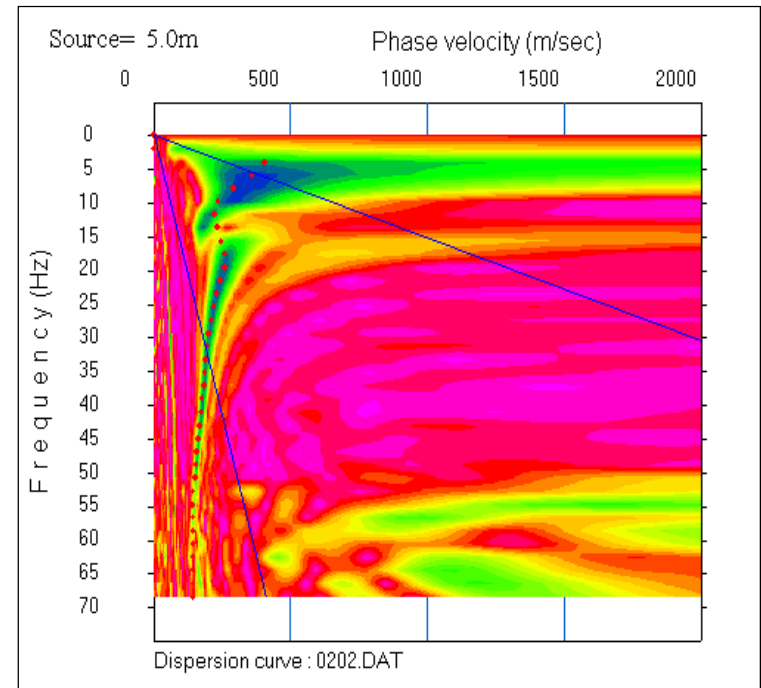


## LÍNEA SÍSMICA LW-02

### Velocidad de ondas "S " y Profundidad(m)



### Curva de Dispersión



## Parque Polideportivo y Nuevo Coliseo de Cajamarca

Línea Sísmica	Longitud (m)	Estratos	Velocidad de onda S (m/s)	Profundidad (m)
MASW-01	53.00	3	240	0.0 - 3.00
			370	3.00 - 10.00
			450	> 10.00
MASW-02	53.00	3	200	0.0 - 3.00
			270	3.00 - 10.00
			350	> 10.00
MASW-03	53.00	3	180	0.0 - 3.00
			270	3.00 - 10.00
			350	> 10.00
MASW-04	53.00	3	180	0.0 - 3.00
			230	3.00 - 10.00
			360	> 10.00
MASW-05	53.00	3	180	0.0 - 3.00
			250	3.00 - 10.00
			380	> 10.00
MASW-06	53.00	3	190	0.0 - 3.00
			240	3.00 - 10.00
			320	> 10.00
MASW-07	53.00	3	150	0.0 - 3.00
			200	3.00 - 10.00
			270	> 10.00
MASW-08	53.00	3	150	0.0 - 3.00
			200	3.00 - 10.00
			300	> 10.00
MASW-09	53.00	3	170	0.0 - 3.00
			240	3.00 - 10.00
			340	> 10.00
MASW-10	53.00	3	190	0.0 - 3.00
			250	3.00 - 10.00
			330	> 10.00
MASW-11	53.00	3	210	0.0 - 3.00
			310	3.00 - 10.00
			380	> 10.00
MASW-12	53.00	3	220	0.0 - 3.00
			280	3.00 - 10.00
			400	> 10.00
MASW-13	53.00	3	230	0.0 - 3.00
			320	3.00 - 10.00
			410	> 10.00
MASW-14	53.00	3	230	0.0 - 3.00
			320	3.00 - 10.00
			450	> 10.00
MASW-15	53.00	3	250	0.0 - 3.00
			370	3.00 - 10.00
			540	> 10.00
MASW-16	53.00	3	210	0.0 - 3.00
			290	3.00 - 10.00
			380	> 10.00
MASW-17	53.00	3	230	0.0 - 3.00
			330	3.00 - 10.00
			500	> 10.00
MASW-18	53.00	3	190	0.0 - 3.00
			290	3.00 - 10.00
			380	> 10.00
MASW-19	53.00	3	220	0.0 - 3.00
			300	3.00 - 10.00
			400	> 10.00
MASW-20	53.00	3	260	0.0 - 3.00
			300	3.00 - 10.00
			450	> 10.00
MASW-21	53.00	3	260	0.0 - 3.00
			370	3.00 - 10.00
			500	> 10.00

Resumen de los Resultados del  
Ensayo Análisis Multicanal de Ondas  
de Superficie

Profundidad (m)	Vs (m/s)	Densidad (t/m <sup>3</sup> )	Relación de Poisson (v)	Módulo de Corte G <sub>d</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Módulo de Young E <sub>d</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Módulo de Young E <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Módulo de Young E <sub>s</sub> (t/m <sup>2</sup> )
0 - 3.00	240	1.8	0.25	1058	2645	264	2645
3.00 - 10.00	370	1.9	0.30	2654	6901	690	6901
> 10.00	450	2.0	0.30	4133	10745	1074	10745
0 - 3.00	200	1.8	0.25	735	1837	184	1837
3.00 - 10.00	270	1.9	0.30	1413	3675	367	3675
> 10.00	350	2.0	0.30	2500	6500	650	6500
0 - 3.00	180	1.8	0.25	595	1488	149	1488
3.00 - 10.00	270	1.9	0.30	1413	3675	367	3675
> 10.00	350	2.0	0.30	2500	6500	650	6500
0 - 3.00	180	1.8	0.25	595	1488	149	1488
3.00 - 10.00	230	1.9	0.30	1026	2667	267	2667
> 10.00	360	2.0	0.30	2645	6877	688	6877
0 - 3.00	180	1.8	0.25	595	1488	149	1488
3.00 - 10.00	250	1.9	0.30	1212	3151	315	3151
> 10.00	380	2.0	0.30	2947	7662	766	7662
0 - 3.00	190	1.8	0.25	663	1658	166	1658
3.00 - 10.00	240	1.9	0.30	1117	2904	290	2904
> 10.00	320	2.0	0.30	2090	5433	543	5433
0 - 3.00	150	1.8	0.25	413	1033	103	1033
3.00 - 10.00	200	1.9	0.30	776	2016	202	2016
> 10.00	270	2.0	0.30	1488	3868	387	3868
0 - 3.00	150	1.8	0.25	413	1033	103	1033
3.00 - 10.00	200	1.9	0.30	776	2016	202	2016
> 10.00	300	2.0	0.30	1837	4776	478	4776
0 - 3.00	170	1.8	0.25	531	1327	133	1327
3.00 - 10.00	240	1.9	0.30	1117	2904	290	2904
> 10.00	340	2.0	0.30	2359	6134	613	6134
0 - 3.00	190	1.8	0.25	663	1658	166	1658
3.00 - 10.00	250	1.9	0.30	1212	3151	315	3151
> 10.00	330	2.0	0.30	2222	5778	578	5778
0 - 3.00	210	1.8	0.25	810	2025	203	2025
3.00 - 10.00	310	1.9	0.30	1863	4844	484	4844
> 10.00	380	2.0	0.30	2947	7662	766	7662
0 - 3.00	220	1.8	0.25	889	2222	222	2222
3.00 - 10.00	280	1.9	0.30	1520	3952	395	3952
> 10.00	400	2.0	0.30	3265	8490	849	8490
0 - 3.00	230	1.8	0.25	972	2429	243	2429
3.00 - 10.00	320	1.9	0.30	1985	5162	516	5162
> 10.00	410	2.0	0.30	3431	8920	892	8920
0 - 3.00	230	1.8	0.25	972	2429	243	2429
3.00 - 10.00	320	1.9	0.30	1985	5162	516	5162
> 10.00	450	2.0	0.30	4133	10745	1074	10745
0 - 3.00	250	1.8	0.25	1148	2870	287	2870
3.00 - 10.00	370	1.9	0.30	2654	6901	690	6901
> 10.00	540	2.0	0.30	5951	15473	1547	15473
0 - 3.00	210	1.8	0.25	810	2025	203	2025
3.00 - 10.00	290	1.9	0.30	1631	4239	424	4239
> 10.00	380	2.0	0.30	2947	7662	766	7662
0 - 3.00	230	1.8	0.25	972	2429	243	2429
3.00 - 10.00	330	1.9	0.30	2111	5489	549	5489
> 10.00	500	2.0	0.30	5102	13265	1327	13265
0 - 3.00	190	1.8	0.25	663	1658	166	1658
3.00 - 10.00	290	1.9	0.30	1631	4239	424	4239
> 10.00	380	2.0	0.30	2947	7662	766	7662
0 - 3.00	220	1.8	0.25	889	2222	222	2222
3.00 - 10.00	300	1.9	0.30	1745	4537	454	4537
> 10.00	400	2.0	0.30	3265	8490	849	8490
0 - 3.00	260	1.8	0.25	1242	3104	310	3104
3.00 - 10.00	300	1.9	0.30	1745	4537	454	4537
> 10.00	450	2.0	0.30	4133	10745	1074	10745

## Parámetros Dinámicos del Suelo

# Ensayos de Laboratorio

Se realizaron ensayos Estándar de Clasificación de Suelos, Compresión No Confinada, CBR y Químicos



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
CENTRO PERUANO JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES  
LABORATORIO GEOTÉCNICO

Av. Túpac Amaru Nº 1150, Lima 25, Perú - Apartado postal 31-250, Lima 31 - Teléfono: (51-1) 482-0777 - Telefax: 482-0804 / 481-0170 - E-mail: labgeo@comind.unp.edu.pe

## ENSAYO DE COMPRESION NO CONFINADA (ASTM - D2166)

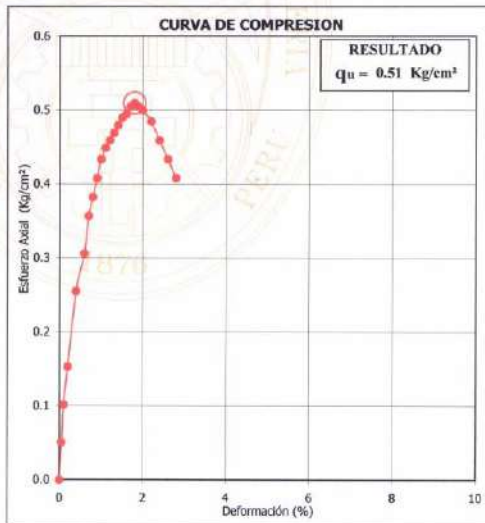
Informe : LG08-398 Fecha : Agosto, 2008  
Solicitante : AGZ ARQUITECTOS URBANISTAS  
Proyecto : Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación del Nuevo Coliseo y Polideportivo de Cajamarca  
Ubicación : Av. Atahualpa s/n, Carretera a los Baños del Inca, Cajamarca

Sondaje : C - 4 Estado : Inalterado  
Muestra : --- Clasificación (SUCS) : CH  
Profundidad (m) : 1.00 - 1.80

### ESPECIMEN 01

Deformación (%)	Esfuerzo (Kg/cm <sup>2</sup> )
0.00	0.00
0.05	0.05
0.10	0.10
0.20	0.15
0.40	0.26
0.60	0.31
0.70	0.36
0.80	0.38
0.90	0.41
1.00	0.43
1.10	0.45
1.20	0.46
1.30	0.47
1.40	0.48
1.50	0.49
1.60	0.49
1.70	0.50
1.80	0.51
1.90	0.50
2.00	0.50
2.20	0.48
2.40	0.46
2.60	0.43
2.80	0.41

Altura (h) (cm)	9.91
Diámetro (φ) (cm)	5.05
Densidad seca (γ <sub>d</sub> ) (g/cm <sup>3</sup> )	1.41
Contenido de humedad (w) (%)	30.83
Velocidad del ensayo (mm/min)	0.50



Observación : La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante.

*David Luna Durán*  
DAVID LUNA DURAN  
INGENIERO CIVIL - CIP. 43988  
DEL PERU DEL LAB. GEOTECNICO



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
CENTRO PERUANO JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES  
LABORATORIO GEOTÉCNICO

Av. Túpac Amaru Nº 1150, Lima 25, Perú - Apartado postal 31-250, Lima 31 - Teléfono: (51-1) 482-0777 - Telefax: 482-0804 / 481-0170 - E-mail: labgeo@comind.unp.edu.pe

## ENSAYO DE COMPRESION NO CONFINADA (ASTM - D2166)

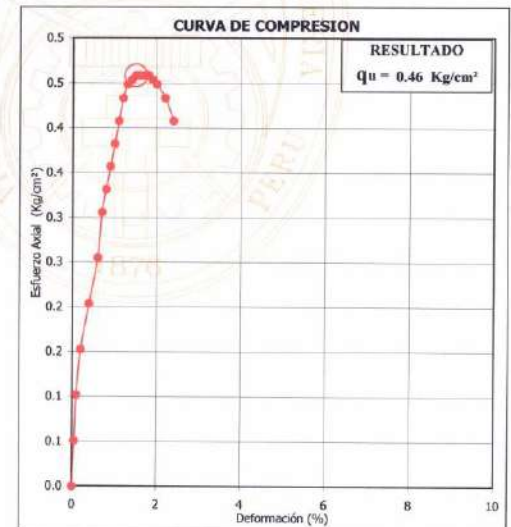
Informe : LG08-398 Fecha : Agosto, 2008  
Solicitante : AGZ ARQUITECTOS URBANISTAS  
Proyecto : Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación del Nuevo Coliseo y Polideportivo de Cajamarca  
Ubicación : Av. Atahualpa s/n, Carretera a los Baños del Inca, Cajamarca

Sondaje : C - 4 Estado : Inalterado  
Muestra : --- Clasificación (SUCS) : CH  
Profundidad (m) : 1.00 - 1.80

### ESPECIMEN 02

Deformación (%)	Esfuerzo (Kg/cm <sup>2</sup> )
0.00	0.00
0.05	0.05
0.10	0.10
0.20	0.15
0.40	0.20
0.60	0.26
0.70	0.31
0.80	0.33
0.90	0.36
1.00	0.38
1.10	0.41
1.20	0.43
1.30	0.45
1.40	0.45
1.50	0.46
1.60	0.46
1.70	0.46
1.80	0.46
1.90	0.45
2.00	0.45
2.20	0.43
2.40	0.41

Altura (h) (cm)	9.95
Diámetro (φ) (cm)	5.00
Densidad seca (γ <sub>d</sub> ) (g/cm <sup>3</sup> )	1.41
Contenido de humedad (w) (%)	30.66
Velocidad del ensayo (mm/min)	0.50



Observación : La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante.

*David Luna Durán*  
DAVID LUNA DURAN  
INGENIERO CIVIL - CIP. 43988  
DEL PERU DEL LAB. GEOTECNICO





# CONCLUSIONES

- El Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación del Parque Polideportivo y Nuevo Coliseo de Cajamarca se elaboró en base a la Norma Técnica E-050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Construcciones
- Considerando las características del perfil estratigráfico y las cargas transmitidas por las estructuras, se recomendó cimentar sobre cimentaciones superficiales y profundas.
- Para el caso del Coliseo se analizaron tres tipos de pilotes: hincado de concreto armado con una sección de 0.35 m x 0.35 m, pilotes de acero de 18" de diámetro, y tipo Franki con diámetro de 0.45 m de fuste y 0.75 m en la base, recomendándose la utilización de alguna de las siguientes alternativas:

PILOTE DE CONCRETO 0.35m x 0.35 m		PILOTE DE ACERO D = 18"		PILOTE FRANKI D <sub>fuste</sub> = 0.45m D <sub>base</sub> = 0.75m	
Longitud Pilote (m)	Cap.Carga Admisible (ton)	Longitud Pilote (m)	Cap. Carga Admisible (ton)	Longitud Pilote (m)	Cap.Carga Admisible (ton)
12	60	14	80	13	100

- El número de pilotes utilizado resultó de dividir la carga transmitida por la estructura entre la carga admisible de cada uno de los pilotes, considerando la reducción de la capacidad de carga por efecto de grupo.
- Se recomendó la realización de la prueba de carga dinámica durante el hincado para la verificación de la carga axial de diseño de los pilotes. O en su defecto, la verificación de la carga de diseño mediante ensayos de carga estática.
- De acuerdo al resultado de los análisis químicos, el suelo no presentaba sales agresivas, por lo cual se recomendó el uso de cemento Portland Tipo I en la preparación del concreto de los cimientos y de toda la estructura enterrada.
- Para las Normas de Diseño Sismo-Resistente del RNC se debió considerar un suelo de perfil tipo  $S_3$ , con período predominante de  $T_p = 0.9$  seg y factor de suelo  $S=1.4$ .