

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

**Análisis comparativo de cimentaciones superficiales en  
un edificio sismo resistente de concreto armado con  
sótano y otro similar sin sótano**

Stephanie del Rosario Solórzano Taipe

Para optar el Título Profesional de  
Ingeniero Civil

Huancayo, 2021

Repositorio Institucional Continental  
Tesis digital



Esta obra está bajo una Licencia "Creative Commons Atribución 4.0 Internacional" .

**ASESOR**

Mag. Ing. Natividad Sánchez Arévalo

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios, por haberme otorgado la vida, guiar mi camino y otorgarme diversas oportunidades en el transcurso de mi vida.

A mis padres Elizabeth Taipe y Luis Solórzano, por siempre apoyarme para cumplir mis metas y sueños.

A mi asesora, por su paciencia y apoyo incondicional.

Arq. Marco Cassana y Wendy Cassana, por la colaboración con el proyecto arquitectónico de tesis.

Ing. Carlos Lermo, Ing. Filder Morales, por su apoyo.

## **DEDICATORIA**

A mis padres Elizabeth Taípe y Luis Solórzano, a mi mamita Edith y a toda mi familia, quienes siempre me apoyan e impulsan a ser una mejor persona y profesional.

A mi papito Aníbal Taípe y a mi tío Erick Taípe, que en paz descanse, quienes siempre confiaron en mí.

## ÍNDICE

PORTADA.....	I
ASESOR .....	II
AGRADECIMIENTO .....	III
DEDICATORIA.....	IV
ÍNDICE .....	V
LISTA DE TABLAS .....	VIII
LISTA DE FIGURAS.....	X
RESUMEN.....	XIII
ABSTRACT.....	XIV
<b>CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO.....</b>	<b>15</b>
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	15
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	19
1.2.1. PROBLEMA GENERAL .....	19
1.2.2. PROBLEMA ESPECÍFICO.....	19
1.3. OBJETIVOS .....	20
1.3.1. OBJETIVO GENERAL.....	20
1.3.2. OBJETIVO ESPECÍFICO .....	20
1.4. HIPÓTESIS .....	20
1.4.1. HIPÓTESIS GENERAL .....	20
1.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICA.....	20
1.5. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA.....	20
1.6. DESCRIPCIÓN DE VARIABLES .....	21
1.6.1. VARIABLES.....	21
1.7. METODOLOGÍA DEL PROCESO DE TRABAJO .....	21
<b>CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>23</b>
2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA .....	23
2.1.1. INVESTIGACIONES REALIZADAS A NIVEL NACIONAL.....	23
2.1.2. INVESTIGACIONES REALIZADAS A NIVEL INTERNACIONAL.....	24
2.2. BASES TEÓRICAS .....	25
2.2.1. CIMENTACIONES.....	25
2.2.2. TIPOS DE ZAPATAS .....	29
2.2.3. LOS MUROS DE SÓTANO.....	40
2.2.4. MATERIALES.....	41
2.2.5. NORMAS PARA EL DISEÑO.....	43
2.2.6. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS.....	43
<b>CAPÍTULO III ARQUITECTURA Y ESTRUCTURACIÓN.....</b>	<b>48</b>
3.1. ARQUITECTURA DE LAS ESTRUCTURAS .....	48
3.1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO .....	48
3.2. ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO .....	56
3.2.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN .....	56
3.2.2. DETERMINACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES .....	58
3.2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES .....	60
3.2.4. VERIFICACIÓN RÁPIDA DE DESPLAZAMIENTOS DE LOS ELEMENTOS VERTICALES (COLUMNAS Y PLACAS).....	66

<b>CAPÍTULO IV ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA CARGAS DE GRAVEDAD Y DE SISMOS</b>	<b>72</b>
4.1. CARGAS DE DISEÑO.....	73
4.2. METRADO DE LOS PRINCIPALES ELEMENTOS DE LA EDIFICACIÓN SISMORRESISTENTE SIN MURO DE SÓTANO .....	74
4.2.1. METRADO DE LAS LOSAS NERVADAS BIDIRECCIONALES.....	74
4.2.2. METRADO DE CARGAS EN VIGAS .....	75
4.2.3. METRADO DE CARGAS EN COLUMNAS.....	78
4.2.4. METRADO DE CARGAS EN PLACA .....	79
4.3. METRADO DE LOS PRINCIPALES ELEMENTOS DE LA EDIFICACIÓN SISMORRESISTENTE CON MURO DE SÓTANO .....	80
4.3.1. METRADO DE CARGAS DE LAS PLACAS EN EL SÓTANO .....	80
4.3.2. METRADO DE CARGAS DE LAS COLUMNAS EN EL SÓTANO .....	80
4.4. MODELO ESTRUCTURAL .....	81
4.4.1. PROPIEDADES DE MATERIALES.....	81
4.4.2. MÉTODO DE PÓRTICOS PLANOS .....	81
4.4.3. CENTRO DE MASAS.....	84
4.4.4. EXCENTRICIDAD .....	89
4.4.5. PESO DE LA EDIFICACIÓN (P) .....	89
4.4.6. PARA LA EDIFICACIÓN SISMORRESISTENTE SIN SÓTANO.....	90
4.4.7. PARA LA EDIFICACIÓN SISMORRESISTENTE CON SÓTANO.....	91
4.5. PELIGRO SÍSMICO .....	92
4.5.1. PARÁMETROS DE DISEÑO .....	92
<b>CAPÍTULO V DISEÑO ESTRUCTURAL.....</b>	<b>112</b>
5.1. MÉTODO DE DISEÑO .....	112
5.1.1. MÉTODO DE RESISTENCIA.....	112
5.1.2. MÉTODO POR ESFUERZOS ADMISIBLES .....	113
5.1.3. DISEÑO DE COLUMNAS .....	114
5.1.4. DISEÑO DE PLACAS.....	124
5.1.5. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN .....	133
5.2. ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN PARA LA EDIFICACIÓN SISMORRESISTENTE SIN SÓTANO. ....	146
5.2.1. DISEÑO DE ZAPATAS CONCÉNTRICAS. ....	146
5.2.2. DISEÑO DE CIMENTACIÓN RETICULAR SIN VIGA: .....	161
5.3. ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN PARA LA EDIFICACIÓN SISMORRESISTENTE CON SÓTANO. ....	174
5.3.1. DISEÑO DE CIMENTACIÓN RETICULAR SIN VIGA .....	174
5.3.2. DISEÑO DEL MURO DE SÓTANO .....	186
<b>CAPÍTULO VI DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....</b>	<b>194</b>
6.1. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL .....	194
6.1.1. CARGAS AXIALES POR ALTURA .....	194
6.1.2. MOMENTO FLECTOR POR ALTURA:.....	196
6.1.3. CARGAS AXIALES POR ALTURA .....	197
6.1.4. MOMENTO FLECTOR POR ALTURA.....	198
6.1.5. COMPARACIÓN DE CARGAS AXIALES POR GRAVEDAD QUE TOMAN LAS CIMENTACIONES DE AMBOS MODELOS. ....	201
6.2. DISEÑO:.....	202
6.3. ANALISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE LAS CIMENTACIONES DEL EDIFICIO SIN SÓTANO Y EL EDIFICIO CON SÓTANO: .....	202
6.4. ANALISIS COMPARATIVO DE UNA SEGUNDA ALTERNATIVA: EDIFICIO SIN SÓTANO CON 6 NIVELES VS. EL EDIFICIO DE 5 NIVELES CON UN SÓTANO. ....	204

6.4.1. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 6 NIVELES SIN SÓTANO Y EL EDIFICIO DE 5 NIVELES Y UN SÓTANO.....	205
6.4.2. DISEÑO:.....	205
6.4.3. ANALISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE LAS CIMENTACIONES DEL EDIFICIO DE 6 NIVELES SIN SÓTANO Y EL EDIFICIO DE 5 NIVELES Y UN SÓTANO. ...	206
6.5. ANALISIS COMPARATIVO DE UNA TERCERA ALTERNATIVA: EDIFICIO SIN SÓTANO CON 7 NIVELES VS. EL EDIFICIO DE 6 NIVELES CON UN SÓTANO. ....	208
6.5.1. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 7 NIVELES SIN SÓTANO Y OTRO EDIFICIO 6 NIVELES Y UN SÓTANO.....	208
6.5.2. DISEÑO:.....	209
6.5.3. ANALISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE LAS CIMENTACIONES DEL EDIFICIO DE 7 NIVELES SIN SÓTANO Y EL EDIFICIO DE 6 NIVELES Y UN SÓTANO ....	210
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>212</b>
<b>FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN .....</b>	<b>215</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>216</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>217</b>



## LISTA DE TABLAS

Tabla n° 1: Características del concreto que se utilizaron para el análisis del proyecto. ....	42
Tabla n° 2: Características de las varillas corrugadas que se utilizaron para el análisis del proyecto. ....	43
Tabla n° 3: Criterios de estructuración para una buena configuración estructural. ....	56
Tabla n° 4: Categoría y sistema estructural de las edificaciones. ....	57
Tabla n° 5: Cuadro resumen de predimensionamiento del espesor de la losa bidireccional. ....	60
Tabla n° 6: Cuadro resumen de las dimensiones de la viga peraltada para ambas estructuras. ...	61
Tabla n° 7: Cuadro resumen de las dimensiones de las columnas céntricas y excéntricas para ambas estructuras. ....	63
Tabla n° 8: Área de la columna requerida. ....	63
Tabla n° 9: Distribución de fuerzas cortantes por piso fi. ....	66
Tabla n° 10: Desplazamiento lateral (sismo en x) para la edificación sin sótano. ....	67
Tabla n° 11: Desplazamiento lateral (sismo en y) para la edificación sin sótano. ....	67
Tabla n° 12: Desplazamiento lateral (sismo en x) para la edificación con sótano. ....	68
Tabla n° 13: Desplazamiento lateral (sismo en y) para la edificación con sótano. ....	69
Tabla n° 14: Dimensiones de los elementos estructurales de la edificación sin sótano y otro similar con sótano. ....	70
Tabla n° 15: Metrado de losa nervada bidireccional. ....	75
Tabla n° 16: Cuadro resumen del metrado de las vigas. ....	78
Tabla n° 17: Peso total de la edificación sismorresistente sin sótano. ....	79
Tabla n° 18: Peso total de la edificación sismorresistente con sótano. ....	80
Tabla n° 19: Centro de masas de la edificación sismorresistente sin sótano. ....	85
Tabla n° 20: Centro de masas de la edificación sismorresistente con sótano. ....	85
Tabla n° 21: Centro de rigidez en “x” para la edificación sismorresistente sin sótano y otro similar con sótano. ....	86
Tabla n° 22: Centro de rigidez en “y” para la edificación sismorresistente sin sótano y otro similar con sótano. ....	87
Tabla n° 23: Factores de zona. ....	92
Tabla n° 24: Clasificación de perfiles de suelo. ....	93
Tabla n° 25: Factor de suelo “s”. ....	93
Tabla n° 26: Periodos $T_p$ y $T_I$ según el tipo de suelo. ....	94
Tabla n° 27: Cuadro del cálculo del periodo fundamental en el sentido “x” de la edificación sin sótano. ....	94
Tabla n° 28: Cuadro del cálculo del periodo fundamental en el sentido “y” de la edificación sin sótano. ....	95
Tabla n° 29: Cuadro del cálculo del periodo fundamental en el sentido “x” de la edificación con sótano. ....	95
Tabla n° 30: Cuadro del cálculo del periodo fundamental en el sentido “y” de la edificación con sótano. ....	96
Tabla n° 31: Factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo. ....	96
Tabla n° 32: Categoría de las edificaciones y factor de uso. ....	97
Tabla n° 33: Sistemas estructurales. ....	98
Tabla n° 34: Distribución de la cortante basal en las placas y columnas en porcentajes. ....	100
Tabla n° 35: Cuadro resumen de irregularidad de rigidez – piso blando en el sentido xx de la edificación sin sótano. ....	101
Tabla n° 36: Cuadro resumen de irregularidad de rigidez – piso blando en el sentido yy de la edificación sin sótano. ....	101
Tabla n° 37: Cuadro resumen de irregularidad de rigidez – piso blando en el sentido xx de la edificación con sótano. ....	101
Tabla n° 38: Cuadro resumen de irregularidad de rigidez – piso blando en el sentido yy de la edificación con sótano. ....	102

Tabla n° 39: Cuadro resumen de irregularidad de resistencia – piso débil en el sentido xx de la edificación sin sótano. ....	103
Tabla n° 40: Cuadro resumen de irregularidad de resistencia – piso débil en el sentido yy de la edificación sin sótano. ....	103
Tabla n° 41: Cuadro resumen de irregularidad de resistencia – piso débil en el sentido xx de la edificación con sótano. ....	104
Tabla n° 42: Cuadro resumen de irregularidad de resistencia – piso débil en el sentido xx de la edificación con sótano. ....	104
Tabla n° 43: Cuadro resumen de irregularidad de masa o peso de la edificación sin sótano. ....	105
Tabla n° 44: Cuadro resumen de irregularidad de masa o peso de la edificación con sótano. ....	105
Tabla n° 45: Cálculo de la irregularidad torsional en el sentido xx de la edificación sin sótano. ....	106
Tabla n° 46: Cálculo de la irregularidad torsional en el sentido yy de la edificación sin sótano. ....	107
Tabla n° 47: Cálculo de la irregularidad torsional en el sentido xx de la edificación con sótano. .	107
Tabla n° 48: Cálculo de la irregularidad torsional en el sentido yy de la edificación con sótano. .	107
Tabla n° 49: Categoría y regularidad de las edificaciones. ....	108
Tabla n° 50: Cuadro resumen de los parámetros de diseño. ....	109
Tabla n° 51: Alturas de piso a piso. ....	109
Tabla n° 52: Límites para distorsión del entrepiso. ....	110
Tabla n° 53: Cálculo de los desplazamientos lateral obtenidos en la dirección xx para el análisis estático de la edificación sismorresistente sin sótano. ....	110
Tabla n° 54: Cálculo de los desplazamientos lateral obtenidos en la dirección yy para el análisis estático de la edificación sismorresistente sin sótano. ....	110
Tabla n° 55: Cálculo de los desplazamientos lateral obtenidos en la dirección xx para el análisis estático de la edificación sismorresistente con sótano. ....	111
Tabla n° 56: Cálculo de los desplazamientos lateral obtenidos en la dirección yy para el análisis estático de la edificación sismorresistente con sótano. ....	111
Tabla n° 57: Diámetro de acero mínimo para estribos. ....	130
Tabla n° 58: Factor del suelo según el tipo de suelo. ....	136
Tabla n° 59: Tabulación de la carga axial y momentos de la edificación sismorresistente sin sótano. ....	141
Tabla n° 60: Tabulación de la carga axial y momentos de la edificación sismorresistente con sótano. ....	143
Tabla n° 61: Cuadro comparativo de cargas axiales y momentos flectores de la edificación sin sótano y otra similar con sótano. ....	145
Tabla n° 62: Dimensión y áreas de la cimentación con zapata aisladas de la edificación sin sótano. ....	159
Tabla n° 63: Punto de aplicación de las cargas en la dirección x. ....	162
Tabla n° 64: Punto de aplicación de las cargas en la dirección y. ....	163
Tabla n° 65: Excentricidad de la cimentación. ....	163
Tabla n° 66: Propiedades de la cimentación. ....	165
Tabla n° 67: Punto de aplicación de las cargas en la dirección x. ....	176
Tabla n° 68: Punto de aplicación de las cargas en la dirección y. ....	176
Tabla n° 69: Excentricidad de la cimentación. ....	177
Tabla n° 70: Propiedades de la cimentación. ....	178
Tabla n° 71: Diseño por fuerza cortante de la losa. ....	182

## LISTA DE FIGURAS

Figura n° 1: Momentos flector por sismo, en la base de la placa ubicada en el sótano.....	17
Figura n° 2: Diagramas comparativos de momentos flectores y carga axial en una de las placas de un proyecto por acción de cargas de gravedad y sismo, para los casos: sin sótano y con sótano. ....	18
Figura n° 3: Idealización de una estructura de pórticos con muros sótanos, el cual representa que en el sótano hay restricción de desplazamientos laterales.....	19
Figura n° 4: Esquema básico de zapatas aisladas sometidas solo a cargas axiales en 3d.....	30
Figura n° 5: Distribución aproximada de presiones de zapatas aisladas sometidas solo a cargas axiales. ....	30
Figura n° 6: Esquema básico de zapatas combinada sin viga rígida en 3d. ....	32
Figura n° 7: Distribución aproximada de presiones de zapatas combinadas sin viga rígida. ....	32
Figura n° 8: Deformada longitudinal para zapatas combinadas sin viga rígida. ....	32
Figura n° 9: Deformada transversal para zapatas combinadas sin viga rígida. ....	33
Figura n° 10: Esquema básico de zapatas combinada con viga rígida en 3d. ....	34
Figura n° 11: Distribución aproximada de presiones de zapatas combinada con viga rígida. ....	34
Figura n° 12: Deformada longitudinal para zapatas combinadas con viga rígida.....	34
Figura n° 13: Deformada transversal para zapatas combinadas con viga rígida. ....	35
Figura n° 14: Esquema básico de zapatas conectadas ubicada en un lindero en 3d. ....	36
Figura n° 15: Distribución aproximada de presiones de zapatas conectadas ubicada en un lindero. ....	36
Figura n° 16: Zapata conectada para columnas ubicada en un lindero. ....	36
Figura n° 17: Modelación del análisis de la zapata conectada ubicado en un lindero. ....	37
Figura n° 18: Esquema básico de losa de cimentación (placas macizas) en 3d.....	38
Figura n° 19: Losa de cimentación compuesta de una losa maciza con espesor uniforme.....	38
Figura n° 20: Losa de cimentación compuesta de una losa maciza y vigas conectadas con las columnas. ....	39
Figura n° 21: Planos arquitectónicos en planta de la edificación sismorresistente sin sótano.....	50
Figura n° 22: Planos arquitectónicos en elevación de la edificación sismorresistente sin sótano. .	52
Figura n° 23: Planos arquitectónicos en planta de la edificación sismorresistente con sótano. ....	53
Figura n° 24: Planos arquitectónicos en elevación de la edificación sismorresistente con sótano. ....	55
Figura n° 25: Estructuración de la planta típica para la edificación sin sótano y para la edificación con sótano. ....	58
Figura n° 26: Área tributaria de la columna excéntrica c1. ....	62
Figura n° 27: Área tributaria de la columna centrada c2.....	62
Figura n° 28: Modelamiento del eje 7-7 para el edificio sismorresistente. ....	66
Figura n° 29: Desplazamientos relativos en la dirección "x" para el edificio sismorresistente sin sótano. ....	68
Figura n° 30: Desplazamientos relativos en la dirección "y" para el edificio sismorresistente sin sótano. ....	68
Figura n° 31: Desplazamientos relativos en la dirección "x" para el edificio sismorresistente sin sótano. ....	69
Figura n° 32: Desplazamientos relativos en la dirección "y" para el edificio sismorresistente sin sótano. ....	69
Figura n° 33: Resultado del predimensionamiento y configuración de la edificación sin sótano y otro similar con sótano. ....	71
Figura n° 34: Modelación 3d e idealización del edificio sismorresistente sin sótano. ....	72
Figura n° 35: Idealización del edificio sismorresistente sin sótano. ....	72
Figura n° 36: Modelación 3d e idealización del edificio sismorresistente con sótano. ....	73
Figura n° 37: Idealización del edificio sismorresistente con sótano.....	73
Figura n° 38: Distribución de vigas peraltadas del primer al quinto nivel. ....	76
Figura n° 39: Área tributaria para el metrado de la viga por el método del sobre. ....	77
Figura n° 40: Distribución de elementos rígidos de la planta.....	82

Figura n° 41: Sección de la placa pl1.....	82
Figura n° 42: Ancho contributivo para el análisis en dirección “x” e “y” de la placa pl1. ....	83
Figura n° 43: Punto de referencia de la edificación sismorresistente.....	88
Figura n° 44: Ubicación del centro de gravedad y el centro de rigidez para la edificación con sótano y otro similar sin sótano.....	88
Figura n° 45: Mapa del Perú dividido según zonificación.....	92
Figura n° 46: Ilustración de irregularidad de rigidez – piso blando según RNE. E. 030.....	100
Figura n° 47: Ilustración de irregularidad de resistencia – piso débil según RNE. E. 030. ....	102
Figura n° 48: Ilustración de irregularidad de masa o peso según RNE. E. 030. ....	105
Figura n° 49: Ilustración del índice de torsión. ....	106
Figura n° 50: Ubicación de las columnas.....	114
Figura n° 51: Ubicación de zona comprimida de una columna.....	115
Figura n° 52: Ubicación de la zona traccionada en una columna.....	115
Figura n° 53: Deformación unitaria de los aceros y esfuerzo de compresión en una columna – fisuración incipiente. en el eje “y” .....	116
Figura n° 54: Fuerza cortante de diseño en columnas. ....	117
Figura n° 55: Diagrama de interacción de la columna c2 sentido “x” de la edificación sin sótano. ....	121
Figura n° 56: Diagrama de interacción de la columna c2 sentido “y” de la edificación sin sótano.....	121
Figura n° 57: Diagrama de interacción de la columna c2 sentido “x” de la edificación con sótano.....	122
Figura n° 58: Diagrama de interacción de la columna c2 sentido “y” de la edificación con sótano. ....	122
Figura n° 59: Distribución de estribos en columnas.....	123
Figura n° 60: Ubicación de las placas del edificio.....	124
Figura n° 61: Diagrama de interacción de la placa pl2 de la edificación sin sótano.....	127
Figura n° 62: Elementos de borde y alma de una placa. ....	127
Figura n° 63: Elementos confinados de borde en muro.....	128
Figura n° 64: Elementos de borde en placas t, l, u. ....	129
Figura n° 65: Distribución de presiones de reacción del suelo en zapatas concéntricas y rígidas bajo la acción de cargas axiales sin momento.....	133
Figura n° 66: Distribución de presiones de reacción del suelo donde las zapatas transmiten carga axial y momentos flectores en zapatas concéntricas.....	134
Figura n° 67: Carga aplicada con momentos en dos direcciones.....	135
Figura n° 68: Secciones para evaluar por punzonamiento. ....	138
Figura n° 69: Datos de carga axial y momentos de la edificación sismorresistente sin sótano. ...	142
Figura n° 70: Datos de carga axial y momentos de la edificación sismorresistente con sótano. ..	144
Figura n° 71: Ilustración para la placa pl8.....	146
Figura n° 72: Distribución de presiones placa 8 (pl8). ....	149
Figura n° 73: Detallado de zapata excéntrica (z-8).....	152
Figura n° 74: Distribución de presiones columna 2 (c2). ....	155
Figura n° 75: Detallado de zapata excéntrica (z-c2). ....	158
Figura n° 76: Áreas de cimentación de la edificación sismorresistente sin sótano. ....	160
Figura n° 77: Centro geométrico y centro de aplicación de las cargas de la edificación sin sótano. ....	164
Figura n° 78: Distribución de franjas para calcular inercias.....	165
Figura n° 79: Ubicación del eje 6 para el diseño de la cimentación reticulada sin viga. ....	168
Figura n° 80: Análisis estructural de la franja 6-6 de la cimentación reticular sin viga. ....	168
Figura n° 81: Diagrama de fuerza constante de la franja 6-6 de la cimentación reticulada sin viga. ....	169
Figura n° 82: Secciones para la evaluación del punzonamiento en el eje 6-6. ....	170
Figura n° 83: Diseño por flexión de la franja 6-6 de la cimentación reticulada sin viga.....	171
Figura n° 84: Corte a-a de la franja 6-6 de la cimentación reticular sin viga. ....	173
Figura n° 85: Centro geométrico y centro de aplicación de las cargas de la edificación sin sótano. ....	177

Figura n° 86: Distribución de franjas para calcular inercias.....	178
Figura n° 87: Carga actuante de la losa de cimentación continua. ....	181
Figura n° 88: Diagrama de las fuerzas cortantes y momento flector de la losa. ....	181
Figura n° 89: Diseño por flexión de la franja 6-6 de la cimentación reticulada sin viga.....	182
Figura n° 90: Diagrama de fuerza cortante y momento flector del muro de sótano eje 8-8. ....	183
Figura n° 91: Relación de luces para determinar el comportamiento de las losas.....	186
Figura n° 92: Vista en planta del muro de sótano.....	187
Figura n° 93: Muro de sótano idealizado. ....	188
Figura n° 94: Franjas horizontales en el paño. ....	189
Figura n° 95: Franjas verticales en el paño.....	189
Figura n° 96: Cálculo de momentos $m_+$ y $m_-$ en el paño.....	190

## RESUMEN

El desarrollo del siguiente estudio tiene como objetivo general el de demostrar de qué manera los sótanos influyen en el comportamiento estructural y diseño de las cimentaciones superficiales, en los edificios sismo resistentes de concreto armado.

Para el desarrollo de este objetivo se presentó dos edificaciones una edificación de cinco niveles sin sótano destinados a servir de salones de clases; y la otra edificación de cinco niveles y un sótano, en el sótano se encuentran las aulas para actividades extracurriculares y los niveles del primer piso al quinto piso están destinados a servir de salones de clases. El suelo de cimentación, conforme al Estudio de Mecánica de Suelos, está constituido por arena con grava bien graduadas sueltas (SW), con capacidad portante de 2.30 kg/cm<sup>2</sup> y un ángulo de fricción de 29.40°

Ambas estructuras se han configurado según las recomendaciones de la norma sismo resistente vigente E. 030 (2016), obteniéndose un sistema de muros estructurales, en ambas direcciones "X y Y"; también con las recomendaciones de la norma ya mencionada se asegura la regularidad estructural ya que se trata de edificaciones de categoría A2. Asimismo, el diseño estructural de concreto armado respeta los requisitos y criterios mínimos de la Norma E.060 (2009), con la finalidad de garantizar que los elementos estructurales soporten de forma segura las solicitaciones a las cuales estarán sometidos, así como un comportamiento dúctil.

Finalmente, analizando las cimentaciones de los edificios sin sótano y edificios con sótano se concluye que la presencia del muro sótano mejora el comportamiento estructural de la cimentación de los edificios de varios pisos, ya que conforme se incrementa el número de niveles disminuyen considerablemente los momentos flectores en ambas direcciones "X y Y"; lo cual produce disminuciones en las siguientes características: dimensiones de la cimentación (área y peralte); cantidad de acero; y costo.

## ABSTRACT

The development of the following research aims to determine how basements influence the structural behavior and design of surface foundations in earthquake resistant reinforced concrete buildings.

For the development of this objective, two buildings were presented, a five-level building without a basement destined to serve as classrooms; and the other building with five levels and a basement, in the basement are the classrooms for extracurricular activities and the levels from the first floor to the fifth floor are supposed to be classrooms. The foundation soil, according to the Soil Mechanics Study, is made up of sand with well-graded loose gravel (SW), with a soil bearing capacity of 2.30 kg / cm<sup>2</sup> and a friction angle of 29.40 °

Both structures have been configured according to the recommendations of the current resistant earthquake standard E. 030 (2016), obtaining a system of structural walls, in both directions "X and Y"; Also with the recommendations of the aforementioned standard, structural regularity is ensured since these are category A2 buildings. Likewise, the structural design of reinforced concrete respects the minimum requirements and criteria of Standard E.060 (2009), in order to guarantee that the structural elements safely support the stresses to which they will be subjected, as well as a ductile behavior.

Finally, analyzing the foundations of buildings without a basement and buildings with a basement, it is concluded that the presence of the basement wall improves the structural behavior of the foundations of multi floors buildings, since as the number of levels increases, the bending moments decrease considerably in both "X and Y" directions; which produces decreases in the following characteristics: dimensions of the foundation (area and superelevation); amount of steel; and cost.

# **CAPÍTULO I**

## **PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO**

### **1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

En el Perú la demanda de la construcción viene incrementándose. Según el Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI, 2016), reporta un crecimiento en el sector construcción del 5.37%. En consecuencia, los estándares de calidad vienen siendo más exigentes a través del Reglamento Nacional de Edificaciones. A medida que va aumentando la demanda de la construcción en edificaciones, también aumenta la altura y la complejidad de estas; por ello, se requiere más atención en el estudio y diseño de las cimentaciones para que se ofrezca de esta manera seguridad y comportamiento razonable ante las acciones que se generan por la interacción entre el suelo y la estructura.

Se debe tener en cuenta que el Perú se encuentra dentro del límite entre las placas tectónicas de Nazca y la Sudamericana, las cuales mediante el proceso de subducción originan bastante actividad sísmica causando grandes catástrofes con cuantiosas pérdidas materiales y vidas humanas. Por esta razón, el Reglamento Nacional de Edificaciones, en su Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E.030, considera dividir el territorio peruano en cuatro zonas sísmicas basándose en la distribución espacial de la sismicidad observada, las particularidades generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica. En lo que respecta a la Región Junín, la provincia de Concepción tiene 1) 4 distritos en zona 2 y 4 distritos en zona 3; 2) la provincia de Chupaca tiene 9 distritos en zona 3; la provincia de Huancayo tiene 2 distritos en zona 2 y 27 distritos en zona 3; la provincia de Junín tiene 2 distritos en zona 2 y 2 distritos en zona 3; la provincia de Yauli tiene 10 distritos en zona 3; y la provincia de Jauja tiene 30 distritos en zona 3 y 4 distritos en zona 2.



En la provincia de Huancayo, la zona sísmica es 3; en consecuencia, las edificaciones deben contar con una configuración adecuada de forma que estén preparadas para resistir las cargas por sismo. Bajo esta premisa, se debe tener en cuenta la siguiente filosofía y principio del diseño sismo resistente:

- Evitar pérdida de vidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad (Norma E.030, 2017, p. 382).

Por lo tanto, también las cimentaciones deben diseñarse con capacidad para soportar cargas de gravedad y cargas de sismo.

A partir del análisis bibliográfico, se ha podido encontrar que los edificios ubicados en zona sísmica requieren cimentaciones magnificadas producto de los momentos y cargas axiales generados por los efectos sísmicos como por ejemplo: en una configuración estructural de un edificio sin sótano con pocas placas, los efectos de momento flector suelen ser muy grandes; por lo tanto, se necesitarán mayores dimensiones en las zapatas, las cuales no pueden interactuar como tal porque en el proceso de diseño suelen traslaparse y en tal caso se debe recurrir al uso de plateas de cimentación o cimentaciones reticulares. Pero si este mismo edificio tuviera sótano confinado por suelo en los cuatro lados, los momentos flectores originados en la base de la cimentación disminuirán considerablemente, porque los sótanos en las condiciones descritas no estarán afectados a fuerza sísmica.

En la actualidad, existen varios estudios referidos al comportamiento sismorresistente de las edificaciones con sótano. Se mencionan a continuación los siguientes:

San Bartolomé, Quiun y Wilson (2011), hacen referencia que los momentos flectores originados por sismo suelen ser altos en el primer piso, pero cuando hay presencia de muros de sótano confinados por suelo en los cuatro lados, estos disminuyen considerablemente en la base, transmitiendo de esta manera a la cimentación fundamentalmente carga axial, momentos por cargas de gravedad, los cuales suelen ser de bajo valor en general cuando se trata de luces moderadas que no sobrepasen los 8 m, y momentos sísmico casi insignificantes. (Ver figura N° 1)

Figura N° 1: Momentos flector por sismo, en la base de la placa ubicada en el sótano.

Nota. (Observar la considerable disminución del momento en el sótano con respecto a la base del primer piso.)



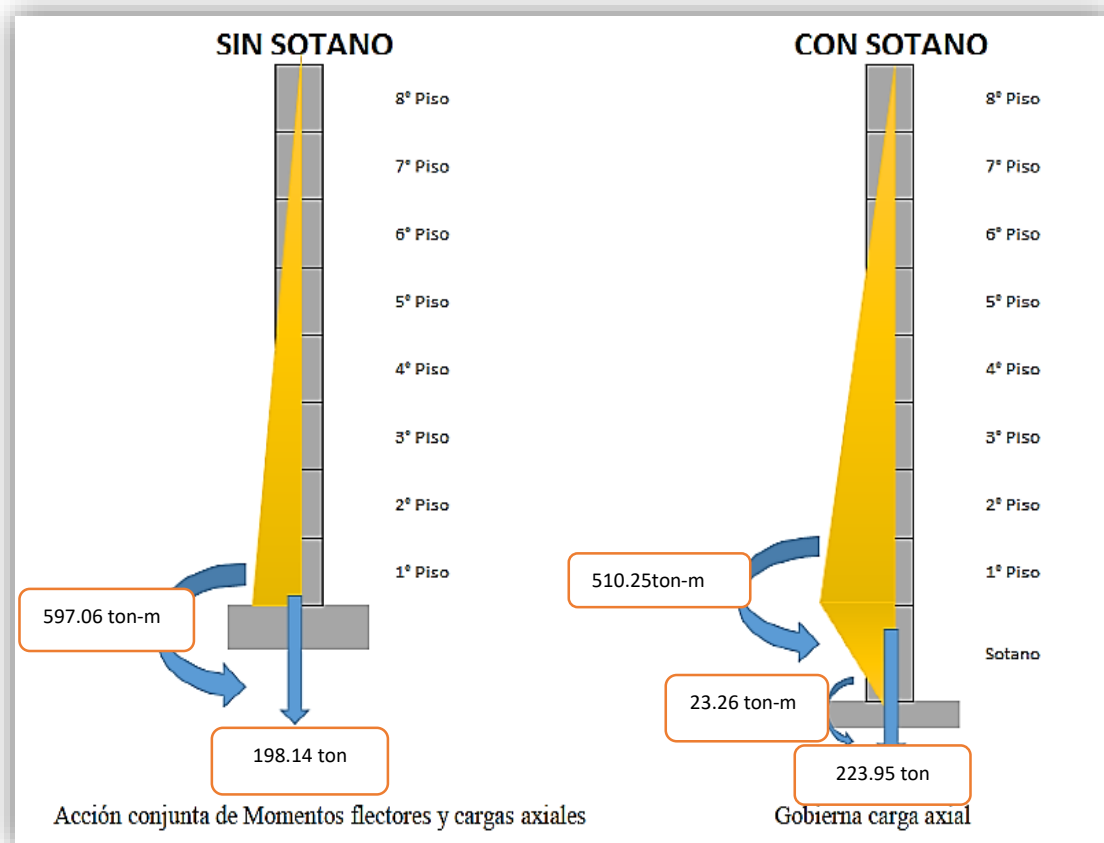
Fuente: Adaptada de Análisis de un muro restringido de desplazarse en el nivel del techo del sótano. Diagramas de fuerza cortante; momento flector y configuración deformada, San Bartolomé, Quiun y Wilson, 2011, p. 44.

Rojas (2016), en su tesis concluye que la edificación de 8 pisos sin sótano que diseñó, requirió una cimentación que consiste en una platea con vigas peraltadas hacia arriba, aun cuando la capacidad portante del suelo de cimentación era de 2.50 k/cm<sup>2</sup>, la cual puede ser calificada como buena.

Por tal motivo, ensayó un modelo con sótano, encontrando que los momentos se reducen ampliamente en la base tal como se puede observar en la figura N° 2. Por tal razón recomienda tratar este tema en una futura línea de investigación.

**Figura N° 2: Diagramas Comparativos de Momentos flectores y Carga axial en una de las placas de un proyecto por acción de cargas de gravedad y sismo, para los casos: sin sótano y con sótano.**

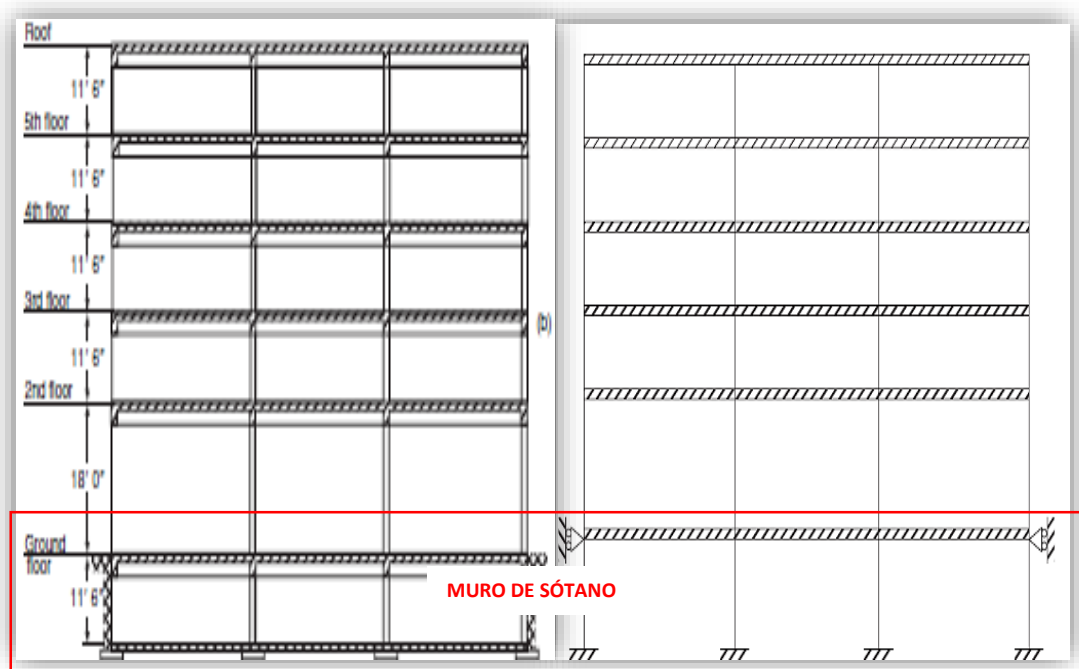
**Nota. (Observar que en la base de la placa del edificio con sótano actúa (23.26 ton x m) apenas el 3.9% del momento flector del que actúa en la base de la placa (597.06 ton x m) del edificio sin sótano.)**



**Fuente: Adaptada de Diagramas de Momentos flectores y Carga axial en una de las placas, por acción de cargas de gravedad y sismo, para los casos: sin sótano y con sótano. Observar la diferencia de los resultados de momentos y cargas axiales en la cimentación para cada caso, Rojas Marco, 2016, p. 196.**

Wight y Macgregor (2012), presenta la idealización de la estructura de un edificio de cinco niveles con un sótano donde se puede observar que el techo del muro de sótano se idealiza como apoyos móviles que restringen los desplazamientos laterales y permiten los desplazamientos verticales. Esta idealización asume que los muros de sótano conjuntamente con el suelo que sostiene, restringen los desplazamientos laterales por sismo, haciendo que los momentos flectores por efecto sísmico se reduzcan. (Ver figura N° 01,02, y 03).

**Figura N° 3: Idealización de una estructura de pórticos con muros sótanos, el cual representa que en el sótano hay restricción de desplazamientos laterales.**



**Fuente:** Adaptada de “Reinforced Concrete Mechanics and design”, James K. y Macgregor., 2012, pp. 611-614.

Considerando todo lo expuesto, motiva a desarrollar la presente tesis, la cual tiene como objetivo general determinar de qué manera los sótanos influyen en el comportamiento estructural y diseño de las cimentaciones superficiales, en los edificios sismo resistentes de concreto armado.

## **1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

### **1.2.1. PROBLEMA GENERAL**

¿De qué manera los sótanos influyen en el comportamiento estructural y diseño de las cimentaciones superficiales, en los edificios sismo resistentes de concreto armado?

### **1.2.2. PROBLEMA ESPECÍFICO**

¿Cuál es la mejor alternativa de cimentaciones superficiales para un edificio sismo resistente de concreto armado con sótano y otro similar sin sótano desde los puntos de vista estructural y de diseño?

### **1.3. OBJETIVOS**

#### **1.3.1. OBJETIVO GENERAL**

Determinar de qué manera los sótanos influyen en el comportamiento estructural y diseño de las cimentaciones superficiales, en los edificios sismo resistentes de concreto armado.

#### **1.3.2. OBJETIVO ESPECÍFICO**

Evaluar la mejor alternativa de cimentaciones superficiales para un edificio sismo resistente de concreto armado con sótano y otro similar sin sótano desde los puntos de vista estructural y de diseño.

### **1.4. HIPÓTESIS**

#### **1.4.1. HIPÓTESIS GENERAL**

Los sótanos mejoran significativamente en el comportamiento estructural y diseño de las cimentaciones superficiales, en los edificios sismo resistentes de concreto armado.

#### **1.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICA**

Las edificaciones sismo resistentes con sótano son una mejor alternativa de cimentación superficial, para los edificios sismo resistentes desde los puntos de vista estructural y diseño.

### **1.5. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA**

Con la presente tesis, se pretende resaltar la importancia técnica de la construcción de sótanos en las cimentaciones superficiales de los edificios, ubicados en zonas sísmicas para un suelo intermedio.

## **1.6. DESCRIPCIÓN DE VARIABLES**

### **1.6.1. VARIABLES**

#### **1.6.1.1. Primera variable**

- a. Sótanos.

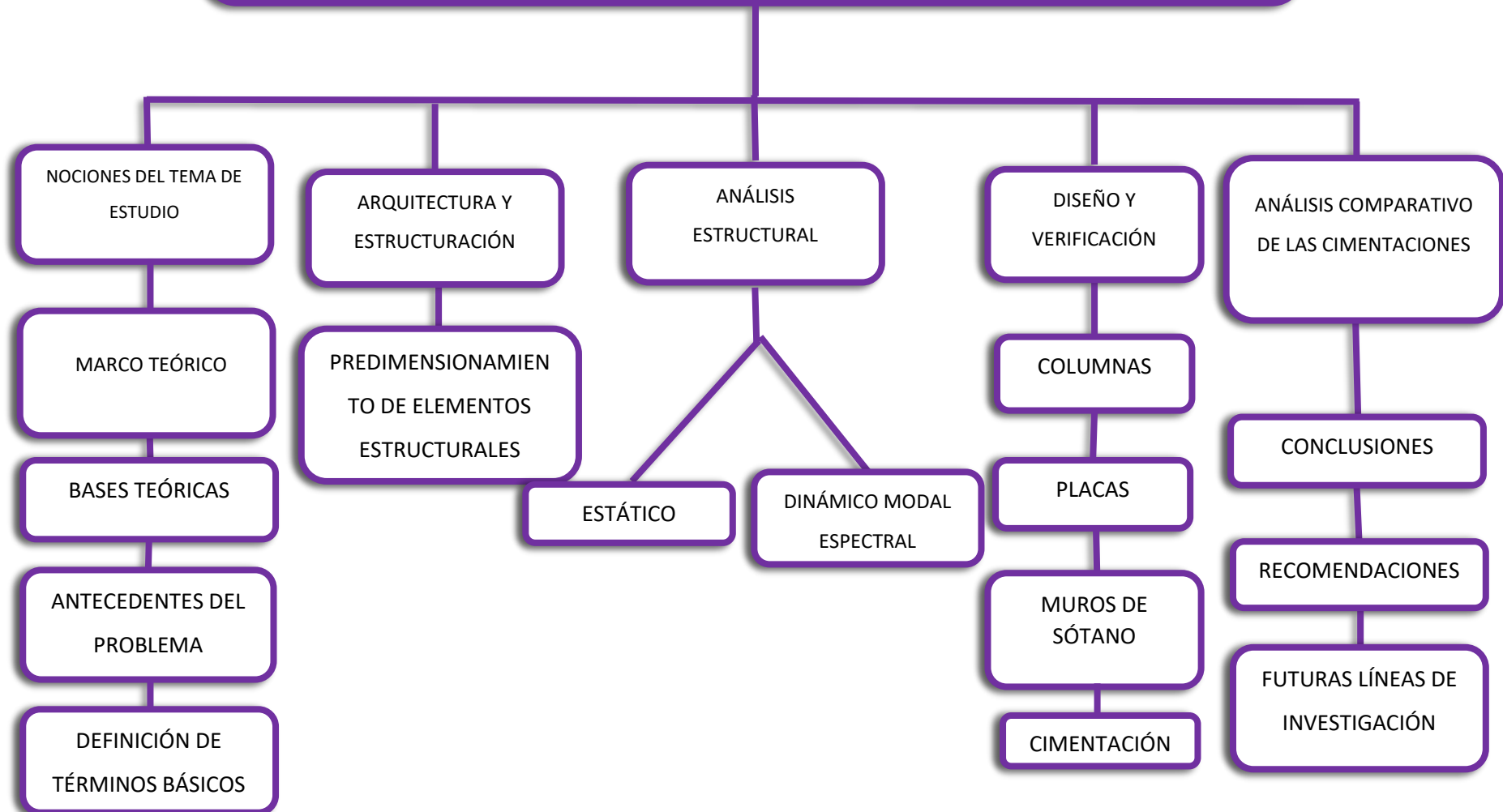
#### **1.6.1.2. Segunda variable**

- b. Comportamiento estructural y diseño de las cimentaciones superficiales con sótano y sin sótano.

## **1.7. METODOLOGÍA DEL PROCESO DE TRABAJO**

La presente tesis se desarrolló en cuatro subtemas. Primero, se trabajó las nociones del tema de estudio; segundo es arquitectura y estructuración; tercero, análisis estructural; cuarto, diseño y verificación, y, finalmente, el análisis comparativo de las cimentaciones, tal como se muestra en el siguiente esquema.

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN UN EDIFICIO SISMO RESISTENTE DE CONCRETO ARMADO CON SÓTANO Y OTRO SIMILAR SIN SÓTANO.**



## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA**

##### **2.1.1. INVESTIGACIONES REALIZADAS A NIVEL NACIONAL**

ROJAS ROJAS MARCO (2016), realizó su tesis titulada Análisis Estructural de un edificio de Concreto Armado de 8 Pisos y Diseño de la Cimentación, Columnas Y Placas, para optar el grado de Ingeniero Civil, presentado a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Continental. Con el propósito de desarrollar la estructuración, análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado, ubicado en el distrito de El Tambo, provincia de Huancayo, región de Junín, el interés de la tesis es lograr una respuesta adecuada del edificio ante solicitaciones de cargas de gravedad y sismo interactuando con el suelo que lo sustentará. La tesis concluye que una alternativa más económica de cimentación sería la adición de un sótano, ya que, según cálculos mostrados, esta alternativa da como resultado que los momentos flectores que llegan a la cimentación disminuyen ampliamente, de tal manera que la cimentación en este caso estará específicamente sometida solo a cargas axiales de gravedad.

TAFUR GUTIÉRREZ ANIBAL (2012), realizó su tesis titulada Diseño Estructural de un Edificio de vivienda, con un sótano y seis pisos, ubicado en Magdalena, para optar el grado de Ingeniero Civil presentado a la Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica. Con el propósito de desarrollar el diseño estructural de un edificio de un sótano y seis pisos, destinado a vivienda multifamiliar, se analiza el análisis y diseño de todos los elementos que compone la edificación (losas, vigas sísmicas y no sísmicas, columnas, placas, cimentación, muro de sótano, escaleras, cisterna y calzaduras), ubicado en el distrito de Magdalena del Mar, provincia de Lima, región de Lima. En esta tesis busca el máximo aprovechamiento del terreno usándolo



para cochera, la cisterna, el cuarto de bombas, el cuarto de basura, cuatro depósitos, y el hall de ascensores. El muro sótano está encargado de recibir, además de las cargas axiales y momentos flectores, cargas perpendiculares a su plano.

### **2.1.2. INVESTIGACIONES REALIZADAS A NIVEL INTERNACIONAL**

HERNÁNDEZ PÉREZ DALIA IVETTE (2009), realizó su tesis titulada Consideraciones para el Análisis, Diseño y Evaluación de Muros de Sótano de Concreto Reforzado para optar el grado de Ingeniero Civil presentado a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos Guatemala. Con el propósito de analizar y diseñar muros de sótano de concreto reforzado y dar a conocer la metodología empleada para la evaluación técnica de muros de sótano existentes. En su tesis concluye que cuando el muro es parte de la estructura total, la tendencia a moverse es casi cero; por lo tanto, puede aplicarse la teoría de la presión lateral en reposo, teniendo presente que ahora el muro soporta parte del peso del resto de la estructura en forma de carga axial distribuida (Hernández, 2009).

LUCERO; PACHACAMA; RODRIGUEZ (2012), realizaron su trabajo de graduación titulado Análisis y Diseño de Muros de Contención para optar por el grado de Ingenieros Civiles presentado a la Facultad de Ingeniería Ciencias Físicas y Matemática de la Universidad Central del Ecuador. Con el propósito de analizar y diseñar diversos tipos de muros de contención.

En su tesis concluyen que para analizar y diseñar muros de sótano de concreto reforzado se deben conocer las propiedades del suelo, la magnitud del empuje del suelo, el tipo de muro y restricción de sus apoyos, formas de impermeabilizarlos y los códigos y normas aplicables. En otra de sus conclusiones manifiestan que es importante considerar las sobrecargas externas adyacentes al muro, así como la presión hidrostática presente en el suelo, ya que de lo contrario se estaría subdiseñando la estructura poniendo en riesgo la misma durante o posteriormente a su construcción.

SAN BARTOLOMÉ; QUIUN Y WILSON (2011), realizaron su artículo de investigación titulado Comentarios relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010, donde se concluyen que los momentos flectores originados por sismo suelen ser altos en el primer piso, pero a la presencia de un muro de sótano estos disminuyen en la base en un 50%, transmitiendo así a la cimentación fundamentalmente carga axial con momento sísmico muy reducido (San Bartolomé; Quiun Y Wilson, 2011).

Sin embargo, a pesar de tener estas condiciones, los muros de sótanos del país de Chile fallaron por corte y flexión producidos por la restricción que impone el suelo a que las losas de los techos de los sótanos hacen que se desplacen lateralmente e incrementen sustancialmente la fuerza cortante en los muros del sótano.

## **2.2. BASES TEÓRICAS**

### **2.2.1. CIMENTACIONES**

Las cimentaciones son elementos estructurales de transición, que tienen la función transferir las cargas y momentos de una edificación adecuadamente hacia el suelo donde se apoya, de tal manera que la presión transmitida sea menor a la que el suelo pueda resistir. Por lo cual se debe hallar un área en planta para transmitir una presión aceptable para el suelo (Blanco, s.f., [diapositiva 2]).

En la cimentación el terreno debe trabajar bajo una carga tal que no se altere su estado del equilibrio, es decir, que no se produzcan deformaciones o asentamientos apreciables que influyan en los diferentes elementos. La resistencia del suelo es menor que la resistencia del concreto; por ello, la cimentación tiene mayor área que su respectiva columna o muro para así reducir los esfuerzos que se transmiten al terreno (Harmsen, 2002, p. 317).

La cimentación debe satisfacer los siguientes objetivos:

- Limitar el asentamiento total a una cantidad pequeña aceptable.
- Eliminar el asentamiento diferencial hasta donde sea posible.

Para limitar los asentamientos, el cimiento debe construirse sobre un suelo capaz de resistir la deformación y carga, la cual debe ser distribuida sobre una superficie grande del suelo.

Para seleccionar el tipo de cimentación apropiada se debe tener en cuenta los siguientes factores:

- La resistencia y compresibilidad de los estratos del suelo.
- La magnitud de las cargas de las columnas.
- La ubicación de la napa freática.
- La profundidad de cimentación de las edificaciones vecinas.

- El costo, la forma de la subestructura que mejor se presta a realizar dicha transmisión y el procedimiento de construcción más apropiado (Harmsen, 2002, p.318).

Las funciones que debe cumplir la cimentación en un edificio son las siguientes:

- Transmitir al terreno las cargas estáticas.
- Transmitir las cargas dinámicas.
- Dimensiones ajustadas a la capacidad de resistencia del suelo en el tiempo.
- Los asentamientos no deben superar los límites admisibles.
- Prevenir los asentamientos por sobre consolidación.
- Prevenir la licuefacción del suelo en caso de sismos.
- Trabajar en conjunto, limitando los desplazamientos diferenciales horizontales y verticales, entre los apoyos (Morales, 2002, párr.3).

Las cimentaciones pueden ser superficiales y profundas. Para la presente tesis, la cimentación que se utilizará será la cimentación superficial, ya que el terreno donde se cimentará la edificación tiene capacidad admisible intermedia.

En la cimentación puede variar los materiales según el tipo de construcción que se desee resistir. Entre los cuales se menciona el cimiento de piedra, de concreto reforzado, mixto de piedra y concreto.

Se estudiará los cimientos de concreto reforzado, puesto que son los más utilizados en nuestro medio, estos materiales tienen mayor resistencia a las diferentes solicitaciones de carga que se pueden presentar, asimismo de la disponibilidad de mano de obra.

### **2.2.1.1. Cimentaciones superficiales**

Las cimentaciones superficiales se presentan “cuando los estratos superficiales del terreno son adecuados, esto significa que el fondo de cimentación estará a una profundidad por debajo del nivel del piso, relativamente pequeña” (Blanco, s.f., [diapositiva 3]).

Las cimentaciones superficiales distribuyen la fuerza que le transmite la estructura por medio de sus elementos de apoyo sobre una superficie de terreno bastante grande que permite esas cargas.

“Las cimentaciones superficiales cuando la relación Profundidad / ancho ( $D_f / B$ ) es menor o igual a cinco (5 m), donde  $D_f$  es la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma” (Reglamento Nacional de Edificaciones E.050, 2017, p. 435).

Aunque las tensiones admisibles de las diversas capas del terreno que se hallan hasta que esa cota admita apoyar el edificio en forma directa sin provocar asentamientos excesivos de la estructura que afecten la funcionalidad de la estructura.

En las cimentaciones superficiales se puede clasificar:

- Cimentaciones ciclópeas
- Zapatas
- Losas de Cimentación

#### **2.2.1.1.1. Comportamiento estructural de las cimentaciones ciclópeas**

Las cimentaciones ciclópeas son un tipo de cimentación superficial, trabajan básicamente en una dirección y son usadas en las construcciones de albañilería (Viviendas o edificios multifamiliares de muros portantes) para servir como cimentación a los muros de albañilería y en edificaciones de concreto armado para acoger tabiques de albañilería y/o muros de concreto.

En general, tienen un ancho reducido porque la carga trasferida es limitada, los requerimientos por cortante y/o flexión son mínimas, por este motivo es que son construidas de un concreto de baja resistencia y sin refuerzo de acero.

No obstante, la denominación de cimentación ciclópea debe ser extensiva a un cimiento que puede requerir de un concreto estructural ( $f'c$  de 175 o 210  $kg/cm^2$ ) y tener un refuerzo de acero significativo, según su ancho aumente hasta obtener volados considerables.

El dimensionamiento de las cimentaciones ciclópeas es equivalente al de una zapata aislada, trabaja con carga repartida por metro longitudinal y con momentos nulos en dirección transversal.

Generalmente, se encuentra a 1 metro de profundidad, frecuentemente se considera cimientos de 60 cm. de altura, y sobrecimientos de 0.50 o 0.40 m situados por encima del cimiento.

El cimiento ciclópeo trabaja como una losa en doble voladizo perpendicular al muro, por tal motivo no existe efecto de punzonamiento, los efectos que sí existen son de corte y flexión, aunque, en la mayoría de los casos el efecto de corte no se llega a presentar, ya que los volados son mucho menores al peralte del elemento y como la sección crítica por cortante se ubica a una distancia "d" de la cara, en la mayoría de casos cae fuera del ancho del cimiento.

En consecuencia, al no existir acción de punzonamiento ni cortante, el único que debe verificarse es la flexión, no obstante, el efecto tampoco es crítico al tener volados de pequeña longitud (10 a 30 cm.) y peraltes de (50 o 60 cm.), por lo cual el esfuerzo de tracción actuante es mínimo.

Sin embargo, si hubiera un ancho considerable se verificará el efecto cortante, y se diseñará el refuerzo por flexión (Blanco, s.f., [diapositivas 38-40]).

### **2.2.1.1.2. Comportamiento Estructural De Las Zapatas**

“Las zapatas son elementos estructurales usados para soportar columnas y muros estructurales, para transmitir sus cargas al suelo subyacente” (McCormac, 2002, p.387).

También se puede definir a las zapatas como “parte de la cimentación de una estructura que reparte y transmite la carga directamente al terreno de cimentación o pilotes” (RNE - E.060, 2009, p. 507).

Es óptimo transmitir las cargas de la superestructura al suelo subyacente con la finalidad que no se generen asentamientos excesivos o diferenciales y rotaciones, asimismo es necesario proveer de suficiente resistencia al deslizamiento y al volteo.

Por lo cual es necesario transmitir las cargas resistidas por un suelo capaz de resistir, y repartir las cargas sobre un área tal que la presión unitaria quede dentro de un rango razonable de esfuerzos permisibles. La cimentación será más económica cuando esté más cerca de la superficie del terreno.

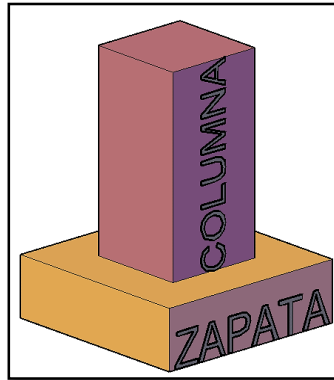
## **2.2.2. TIPOS DE ZAPATAS**

### **2.2.2.1. Zapata aislada**

Las zapatas aisladas son losas rectangulares o cuadradas utilizados para soportar las columnas. Tiene peralte constante o variable, disminuyendo hacia los bordes. Las zapatas aisladas es el tipo de cimentación más común pues son las más económicas. La columna puede ser centrada o excéntrica, siendo la primera la más común. Las zapatas aisladas pueden ser de concreto simple o de concreto armado (Harmsen, 2002, p. 322).

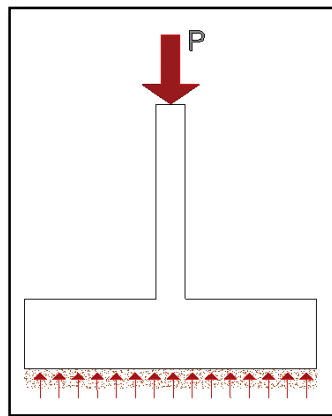
Son usadas para resistir la carga de una sola columna. Se opta por este tipo de columnas cuando las cargas son relativamente ligeras y las columnas no están muy cercanas entre sí (McCormac, 2009, p. 388).

**Figura N° 4: Esquema básico de zapatas aisladas sometidas solo a cargas axiales en 3D.**



Fuente: Adaptado del libro de Diseño de Concreto Reforzado, McCormac, 2002, p. 389.

**Figura N° 5: Distribución aproximada de presiones de zapatas aisladas sometidas solo a cargas axiales.**



Fuente: Adaptado de apuntes de clases de Cimentaciones, Sánchez, 2016.

#### **2.2.2.2. Zapata combinada**

Las zapatas combinadas tienen un comportamiento semejante al de una viga apoyada en dos o más columnas, con dos o más volados en los extremos y acoge una carga uniformemente distribuida o variable; para seguir considerando que al suelo reacciona con una presión uniforme o linealmente variable si hay excentricidad de cargas, debe tenerse una

zapata muy rígida, de modo tal que esa suposición se aproxima a la realidad (Blanco, s.f., [diapositiva 21]).

Este tipo de zapata puede resultar más económica cuando dos o más columnas fuertemente cargadas están separadas entre sí a una distancia que individualmente podrían traslaparse o cuando la capacidad portante del terreno es tan baja que se demandan zapatas de gran área que ocasiona que se traslapen entre sí.

Cuando las dimensiones de las zapatas de las columnas exteriores de una edificación están condicionadas por los límites de propiedad, generándose, por lo general, excentricidades en la zapata que no pueden ser resistidas por la columna. La presión del suelo no es uniforme y, en diversos casos, es imposible obtener que los esfuerzos sean menores que la capacidad portante del terreno.

Para este tipo de casos, es conveniente escoger zapatas combinadas con la finalidad de unir la columna exterior con la interior adyacente. Permitiendo la eliminación de dicha excentricidad y conseguir que la reacción del suelo sea uniforme (Harmsen, 2002, pp. 334-335).

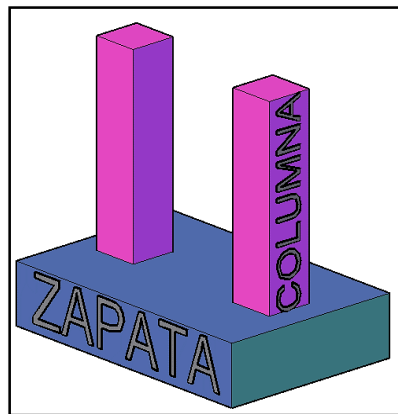
Existen dos tipos de zapatas combinadas:

- **Zapatas combinadas sin viga rígida:**

En este tipo de cimentación toda la losa de la zapata absorbe los momentos flectores y fuerzas cortantes, su comportamiento es similar a la losa maciza de un techo apoyado directamente sobre columnas y sometidas a carga vertical.

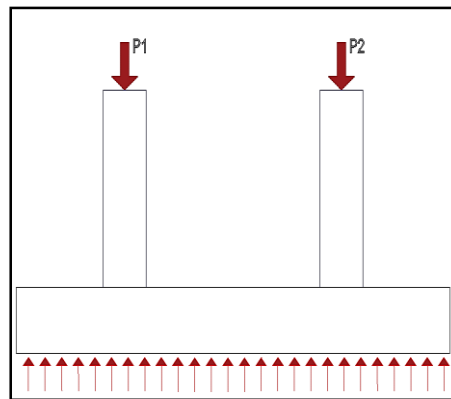


Figura N° 6: Esquema básico de zapatas combinada sin viga rígida en 3D.



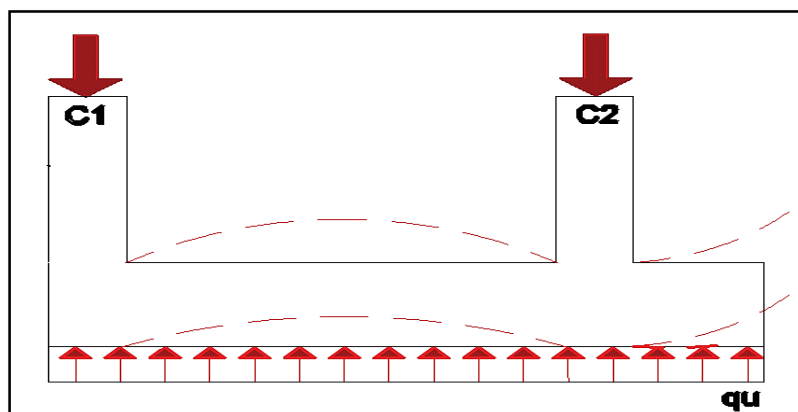
Fuente: Adaptado del libro de Diseño de Concreto Reforzado, McCormac, 2002, p.389.

Figura N° 7: Distribución aproximada de presiones de zapatas combinadas sin viga rígida.



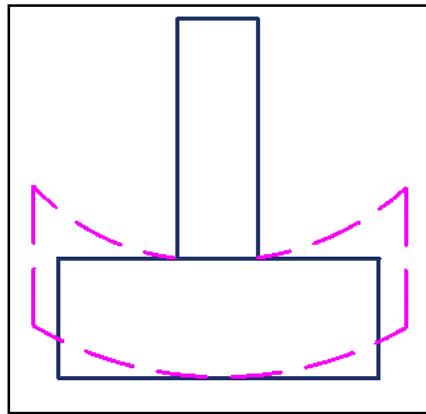
Fuente: Adaptado de los apuntes de clases de Cimentaciones. Sánchez, 2016.

Figura N° 8: Deformada longitudinal para zapatas combinadas sin viga rígida.



Fuente: Adaptado de los apuntes de clases de Cimentaciones, Sánchez, 2016.

Figura N° 9: Deformada transversal para zapatas combinadas sin viga rígida.



Fuente: Adaptado de los apuntes de clases de Cimentaciones, Sánchez, 2016.

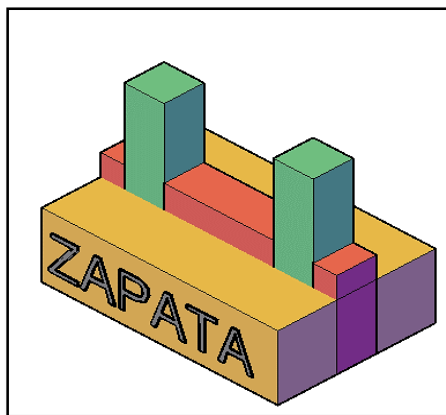
- **Zapatas combinadas con viga rígida:**

Este tipo de zapatas combinadas cuenta con una viga rígida uniendo las columnas. La viga permite que cambie el comportamiento de la zapata, ya que se comporta como una losa que se apoya en la viga y vuela hacia los dos lados de la viga, en la dirección longitudinal algunos prolongan la viga hasta los volados (Blanco, s.f., [diapositiva 25]).

Por lo tanto, la viga absorbe los momentos flectores y fuerzas cortantes de todo el ancho "B" de la zapata combinada; su comportamiento es similar al de un techo en voladizo apoyado sobre una viga apoyada en un par de columnas como mínimo.

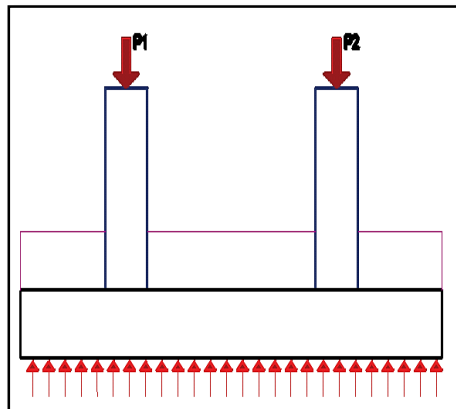
Los esfuerzos en la dirección longitudinal se lleva la viga rígida y los esfuerzos en la dirección transversal lo absorbe la losa.

Figura N° 10: Esquema básico de zapatas combinada con viga rígida en 3D.



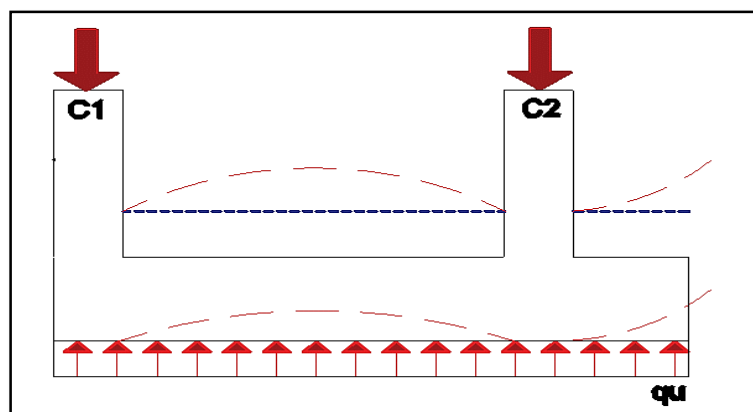
Fuente: Adaptado del libro de Diseño de Concreto Reforzado, McCormac, 2002, p.389.

Figura N° 11: Distribución aproximada de presiones de zapatas combinada con viga rígida.



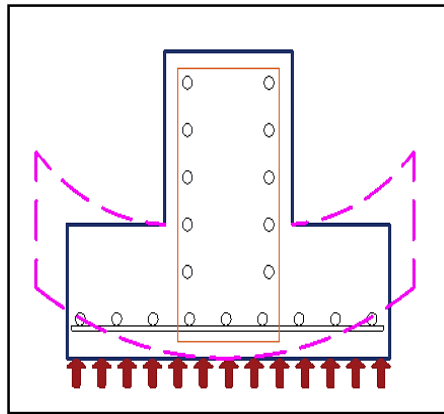
Fuente: Adaptado de los apuntes de clases de Cimentaciones, Sánchez, 2016.

Figura N° 12: Deformada longitudinal para zapatas combinadas con viga rígida.



Fuente: Adaptado de los apuntes de clases de Cimentaciones, Sánchez, 2016.

**Figura N° 13: Deformada transversal para zapatas combinadas con viga rígida.**



**Fuente: Adaptado de los apuntes de clases de Cimentaciones, Sánchez, 2016.**

### **2.2.2.3. Zapata conectada**

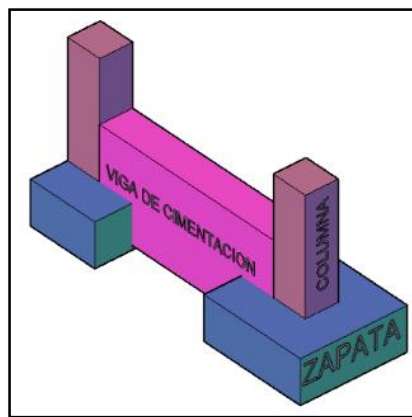
Las zapatas conectadas están compuestas de dos zapatas independientes que se conectan a través de una viga de cimentación. Este elemento tiene como objetivo de transmitir el momento generado por la excentricidad que se presenta en la zapata exterior, a la zapata interior por lo que la zapata exterior se dimensiona alargada para que tenga la menor excentricidad. Para contrarrestar la carga excéntrica, se recurre a unir estas zapatas mediante una viga que debe ser lo suficientemente rígida como para garantizar esta transferencia y debe ser capaz de resistir las cargas transmitidas (Harmsen, 2002, p. 340).

La viga que conecta la zapata exterior excéntrica y zapata interior trabaja tomando el momento generado por la excentricidad existente de la zapata exterior imposibilitando el giro de esta, de modo que se pueda considerar una distribución uniforme en las presiones del terreno.

Es significativo que la columna interior tenga una carga mayor a la que la viga produce en sentido contrario (al tener que tomar el momento de la zapata exterior), de modo que el sistema se mantenga el equilibrio.

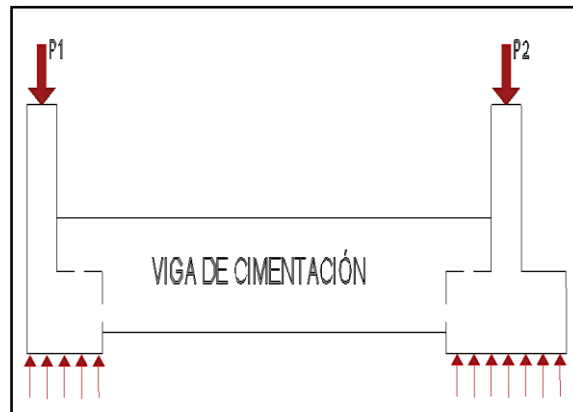
Las zapatas conectadas son frecuentemente utilizadas cuando se trata de disminuir la excentricidad que se presenta en la cimentación de columnas exteriores, además son más económicas en relación a las zapatas combinadas.

Figura N° 14: Esquema básico de zapatas conectadas ubicada en un lindero en 3D.



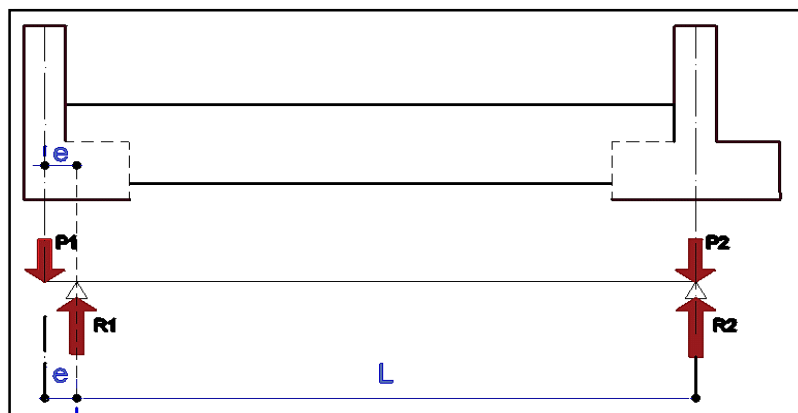
Fuente: Adaptado del libro de Diseño de Concreto Reforzado, McCormac, 2002, p.389.

Figura N° 15: Distribución aproximada de presiones de zapatas conectadas ubicada en un lindero.



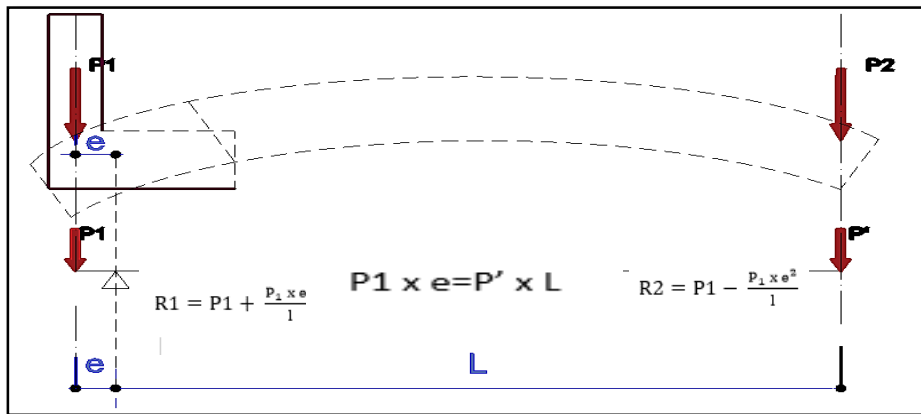
Fuente: Adaptado de los apuntes de clases de Cimentaciones, Sánchez, 2016.

Figura N° 16: Zapata conectada para columnas ubicada en un lindero.



Fuente Adaptado de los apuntes de clases de Cimentaciones, Sánchez, 2016.

Figura N° 17: Modelación del análisis de la zapata conectada ubicado en un lindero.



Fuente: Adaptado de los apuntes de clases de Cimentaciones, Sánchez, 2016.

#### 2.2.2.4. Losas de cimentación

La losa de cimentación es una placa de hormigón armado la cual puede resistir varias columnas o muros estructurales al mismo tiempo. Se compone de una losa maciza de concreto reforzado bajo toda la edificación y como efecto, distribuye la carga de la estructura sobre la máxima área disponible.

Este tipo de cimentación tienen mayor rigidez y un mejor comportamiento estructural.

En consecuencia, minimiza los asentamientos diferenciales entre columnas o muros, esta disminución logra ser el 50% o mayor.

Las losas de cimentación o muros estructurales de fundación se asemejan a los entre pisos invertidos, donde las cargas distribuidas son resultados de las reacciones del suelo esta actúan de abajo hacia arriba.

Las columnas y los muros funcionan como apoyos puntuales o lineales.

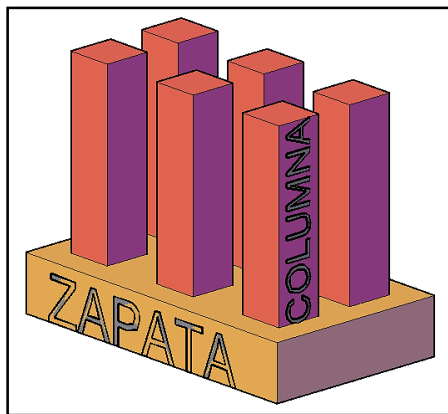
Se clasifican en:

- **DIRECTAS:** Son las que se apoyan sobre el terreno, toda su área en planta a cualquier profundidad.
- **FLOTANTES:** Se establecen en la técnica de la flotación que consiste en ubicar la placa a una profundidad tal que el peso del suelo excavado iguale al transmitido por el cimiento. Es aconsejable en suelos secos o con nivel freático muy profundo.

Según su sección transversal:

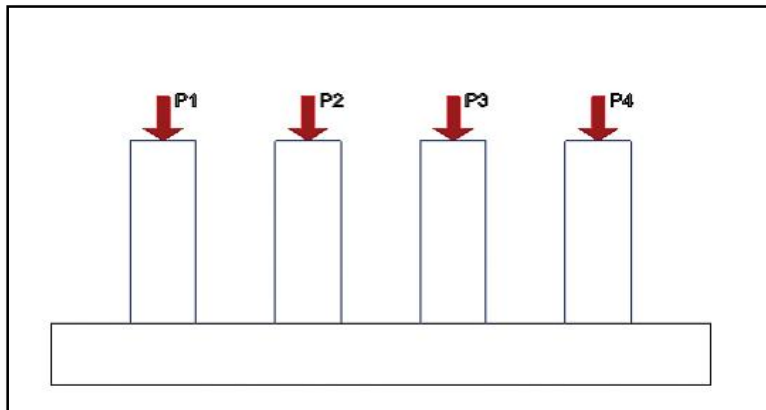
- **PLACAS MACIZAS:** Son las más simples, se componen de una losa de concreto armado en las dos direcciones. Tiene espesor uniforme entre 0.75 y 2 m. de alto. Se debe comprobar que las cargas transmitidas no superen los esfuerzos límites en las secciones de concreto armado por flexión, corte o punzonamiento (Fratelli,1993, p. 303).

**Figura N° 18: Esquema básico de losa de cimentación (placas macizas) en 3D.**



Fuente: Adaptado del libro de Diseño de Concreto Reforzado, McCormac, 2002, p.389.

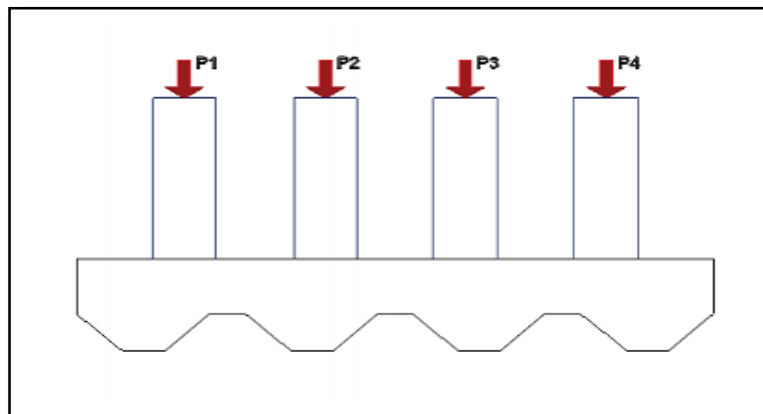
**Figura N° 19: Losa de Cimentación compuesta de una losa maciza con espesor uniforme.**



Fuente: Adaptado del libro de Diseño Estructural en Concreto Armado, Fratelli, 1993, p.303.

- **NERVADAS:** La forma provee mayor rigidez; estas losas nervadas están compuestas de una losa de entrepiso invertida y conformadas por vigas principales y secundarias. “Las vigas principales se localizan en los ejes de las columnas en cada una de las dos direcciones y se proyecta una losa reforzada en las dos direcciones y apoyadas en las vigas” (Fratelli,1993, p.304).

**Figura N° 20: Losa de Cimentación compuesta de una losa maciza y vigas conectadas con las columnas.**



**Fuente: Adaptado del libro de Diseño Estructural en Concreto Armado, Fratelli, 1993, p. 304.**

- **TIPO CAJÓN:** Así mismo, se utilizan losas planas invertidas con capiteles en la parte inferior de las columnas, como losas de cimentación. Es usada cuando la resistencia del suelo es baja o cuando las cargas de las columnas son bastante grandes, pero no se usan pilotes o cajones de cimentación. La finalidad es de retirar una cantidad de tierra cuyo peso sea aproximadamente igual al peso del edificio. Al realizarlo de esta manera, la presión neta del suelo después de ser edificado el edificio será teóricamente igual a la que existía antes de efectuar la excavación (Fratelli, 1993, p. 304).



### 2.2.3. LOS MUROS DE SÓTANO

Se define que los muros de sótano son muros diseñados para soportar el empuje de la tierra y a veces las cargas verticales del edificio. Presentan apoyo en la parte superior y en la inferior. Acorde a la relación entre las rigideces de los elementos que le sirven de apoyo (Harmsen, 2002, p.378).

El muro de sótano puede considerarse simplemente apoyado o empotrado. Cuando el muro de sótano toma las cargas verticales, trabaja a flexocompresión y se le analiza bajo esta sollicitación. Se debe tener en cuenta que algunos muros de sótano no están apoyados en losas y se les debe proporcionar un apoyo superior, o deben diseñarse como muros en voladizo.

Los muros de sótano se distinguen puesto que están compuestos de un forjado o losa que se conecta a su coronación. En general, esta losa limita el desplazamiento horizontal de la parte superior del muro, con lo cual el empuje del terreno se traduce en la flexión de una placa vertical que se apoya en dos bordes, y suele calcularse empotrada en su base (cimiento) y apoyada en su coronación (forjado). En este contexto y para los casos más habituales (altura aproximada a 3 m), la estabilidad del muro inusualmente plantea problemas, y sus sollicitaciones mecánicas son bastante moderadas, así como también los armados que resultan del cálculo.

La función de los muros de sótano es:

- a. Resistir los empujes horizontales originados por el terreno y las sobrecargas existentes sobre este.
- b. Soportar las cargas verticales de los pilares, solera y los forjados del edificio que incurren sobre el muro.
- c. Ser impermeables a las infiltraciones de aguas.
- d. Servir de almacenamiento o cualquier uso parecido.
- e. Transmitir las cargas procedentes de los pisos superiores si hubiese otras cargas existentes sobre el relleno más el peso propio del muro al cimiento.

Los espesores mínimos del muro es 0.20 m. en terrenos secos y 0.30 m. en terrenos húmedos.

## 2.2.4. MATERIALES

- **Concreto**

El concreto está compuesta de grava, arena, aire u otros agregados unidos en una masa rocosa mediante una pasta de cemento y agua. En algunas situaciones necesita de uno o más aditivos para cambiar ciertas particularidades del concreto, como la ductilidad, durabilidad o tiempo de fraguado (McCormac, 2002, p.1).

Este material de construcción es utilizado frecuentemente en diversos países del mundo debido a la facilidad para ser colocado dentro de los encofrados y moldes de casi cualquier forma mientras el concreto se encuentra en estado plástico, a su alta resistencia a la compresión, a la disponibilidad de los materiales con los que se elabora y a su economía en comparación con otros materiales de construcción (Ottazzi, 2011, p. 2).

Entre las ventajas se encuentran:

- Resistencia importante a la compresión en comparación a otros materiales.
- Aporta resistencia al impacto del fuego (entre 1 a 3 horas).
- Tiene gran resistencia al impacto del agua.
- Requiere poco mantenimiento, en comparación con otros materiales, posee una larga vida de servicio.
- Es el único material económico disponible para zapatas, sótanos e instalaciones similares.
- Se tiene la posibilidad de colarlo en una variedad extraordinaria de formas.
- Se requiere mano de obra no calificada para su montaje, en comparación con otros materiales, como el acero estructural.
- Poseen gran rigidez y masa, haciéndolo menos sensible a las vibraciones verticales y laterales (McCormac, 2002, pp.1-2).

Entre las desventajas se encuentran:

- El concreto tiene baja resistencia a la tracción, por lo que requiere el uso de un refuerzo de tracción alrededor al 10% de su resistencia en compresión.
- Necesita de encofrados para la construcción de elementos de concreto armado hasta que pueda alcanzar la suficiente resistencia.
- El concreto sufre cambios en el tiempo como la contracción al secado que puede producir fisuración en los elementos de concreto armado y flujo plástico que produce a lo largo del tiempo en el concreto comprimido bajo cargas permanentes, cambios importantes en los esfuerzos del acero de refuerzo y deflexiones en las vigas y losas adicionales a las momentáneas.
- Se requiere constante control en el colocado y curado del concreto (Ottazzi, 2011, p.4).

**Tabla N° 1: Características del concreto que se utilizaron para el análisis del proyecto.**

Resistencia a la compresión:	210 $kg/cm^2$
Módulo de Poisson:	0.15
Módulo de Elasticidad:	$15000\sqrt{f'c} kg/cm^2$
Acero:	4200 $kg/cm^2$

**Fuente: Propia.**

El acero es una aleación de varios recursos entre ellos: carbono, manganeso, silicio, cromo, níquel y vanadio. El carbono es el más importante y el que determina sus propiedades mecánicas. A más grande contenido de carbono, la dureza, la resistencia a la tracción y el límite elástico aumentan (Harmsen, 2002, p. 36).

El acero para que pueda ser usado en concreto armado se fabrica bajo las normas ASTM 615/A615 M-07 en la NTP 341.031.

El refuerzo del concreto se presenta en tres formas: varillas corrugadas, alambre y mallas electro soldadas.

Para este proyecto, se empleará las varillas corrugadas, estas son de sección circular y presentan corrugación de manera que mejora la adherencia con el concreto.

**Tabla N° 2: Características de las varillas corrugadas que se utilizaron para el análisis del proyecto.**

Esfuerzo de fluencia:	4200 $kg/cm^2$
Resistencia mínima a la tracción a la rotura:	6300 $kg/cm^2$
Módulo de Elasticidad:	2 100 000 $kg/cm^2$

Fuente: Propia.

## 2.2.5. NORMAS PARA EL DISEÑO

Las normas utilizadas para el desarrollo del presente trabajo de investigación son las establecidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) 2017:

- E.020 Cargas
- E.030 Diseño Sismorresistente
- E.050 Suelos y Cimentaciones
- E.060 Concreto Armado

## 2.2.6. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

Se presenta las siguientes definiciones de los principales términos, referidos en el presente trabajo de investigación.

- **Asentamiento Diferencial:** Es el desplazamiento o movimiento relativo de las diversas partes de una estructura a causa de un asentamiento irregular de la misma, provocados por un desequilibrio de esfuerzos en el suelo. Máxima diferencia de nivel entre dos cimentaciones adyacentes de una misma estructura.
- **Asentamiento Diferencial Tolerable:** Máximo asentamiento diferencial entre dos elementos adyacentes a una estructura, que al suceder no produce daños visibles ni causa problemas.
- **Carga amplificada o factorizada:** Es la carga multiplicada por los factores de cargas apropiados, que se utiliza para poder diseñar los elementos utilizando el método de diseño por resistencia.
- **Carga de servicio:** Son las cargas sin amplificar que están especificadas en el Reglamento Nacional de Edificaciones – E. 020 (Cargas).

- **Carga límite (qd):** Es la máxima presión que se puede aplicar a la cimentación.
- **Cargas vivas:** Son cargas no fijas, móviles, que pueden cambiar de lugar y de posición, así como de magnitud, respecto de la estructura.
- **Cargas muertas:** Son cargas fijas inamovibles y que no cambian de lugar, ni de posición, magnitud, actuando perennemente sobre la estructura.
- **Cargas concentradas:** Estas cargas están aplicadas en un solo punto o en un área muy pequeña. Estas cargas pueden ser axiales o excéntricas dependiendo si están aplicadas en el eje longitudinal de un elemento o excéntricamente respecto del mismo. También pueden ser perpendiculares al eje del elemento.
- **Cargas distribuidas:** Estas cargas están aplicadas en un área o longitud, encontrándose repartidas en las mismas. Pueden actuar estando aplicadas de manera uniforme o no uniforme. Las aplicadas de manera uniforme son las que tienen un valor constante en cualquier punto del área considerada, o bien varían, pero ordenadamente de acuerdo con alguna regla conocida. Las distribuidas no uniformes son las que varían desordenadamente sin ninguna regla establecida.
- **Capacidad portante del suelo:** También llamada carga admisible ( $q_{adm}$ ), es la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzca una falla por corte o un asentamiento diferencial desmesurado.

$$q_{adm} = \frac{q_d}{F_s}$$

- **Cimiento:** Terreno o roca, in situ, sobre el que se transfieren las fuerzas producidas por el peso propio de la estructura y sobrecargas que después actuarán sobre la misma.
- **Concreto armado o reforzado:** Es el concreto estructural reforzado con no menos que la cantidad mínima de acero.
- **Continuidad estructural:** Es aquella que existe en la estructura si se comporta como un todo, permitiendo una respuesta ideal de la estructura. Los cambios bruscos en sus dimensiones, de su rigidez, una configuración estructural desordenada o voladizos excesivos permiten la concentración de fuerzas nocivas, torsiones y deformaciones que pueden producir graves daños o el colapso de la edificación.

- **Economía:** Se fundamenta en la administración correcta de las cargas y fuerzas hacia al terreno, de modo más fluido posible y empleando el mínimo de elementos sin arriesgar la seguridad del edificio, racionalizando a partir de la lógica y el buen criterio el número de elementos, secciones, aprovechando al máximo los recursos con los que se cuenta.
- **Esfuerzo de aplastamiento:** El esfuerzo sucede cuando un cuerpo es resistido por otro, y es el esfuerzo de compresión desarrollado entre dos cuerpos en su superficie de contacto, esta superficie se asume perpendicular al vector de la fuerza que genera la compresión. También podría definirse como aquel que se produce entre un cuerpo y otro a través de su área de contacto por ejemplo se presenta esfuerzo de aplastamiento es en la interacción entre una columna, su zapata y el terreno que los soporta.

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

- **Empuje horizontal:** Fuerza lateral resultante por metro lineal de muro producida por el suelo.
- **Estrato:** Son las capas superpuestas que están divididas por el proceso de la sedimentación. Los estratos aparecen como capas horizontales de espesor más o menos uniforme, con interfaces nítidas en comparación con el estrato más joven que se sitúa encima y con el más antiguo, que se encuentra debajo.
- **Estribo:** Es el refuerzo colocado perpendicularmente o en ángulo en relación al refuerzo longitudinal, empleado para resistir esfuerzos de cortante y torsión en un elemento estructural. Estos permiten el control del pandeo de las barras longitudinales y de confinamiento al concreto.
- **Franja Central:** Es aquella de ancho igual a la mitad del paño extendiéndose en la dirección en los que se consideran los momentos.
- **Franja Columnas:** Es aquella de ancho igual a la mitad del paño, que ocupa las dos áreas fuera de la franja central.
- **Forjado:** Elemento estructural superficial capaz de transmitir las cargas que soporta y su peso propio a los elementos verticales que lo sostienen. Se emplea para conformar las cubiertas y las diferentes plantas de las edificaciones.

- **Licuefacción o Licuación:** Fenómeno causado por la vibración de los sismos en los suelos granulares saturados y que ocasiona el aumento de la presión del agua dentro del suelo con la constante disminución de la tensión efectiva. La licuación provoca la reducción de la capacidad de carga y que se rigidice el suelo, ocasionando el hundimiento y colapso de las estructuras cimentadas referente a dicho suelo.
- **Losa:** Es un elemento estructural que hace posible la presencia de los pisos y los techos de la edificación.
- **Infraestructura:** Parte de la estructura que es necesaria para que descansa la superestructura en su emplazamiento y transferir al terreno todas las fuerzas que origina dicha superestructura.
- **Losa maciza:** Es un elemento estructural de un grosor reducido en proporción de sus otras dimensiones usado como techo o piso, generalmente es horizontal y está armado en una o dos direcciones dependiendo del tipo de apoyo existente en si contorno. Igualmente, es usado como diafragma rígido para conservar la unidad de la estructura frente a cargas horizontales de sismo. Las losas tienen dos funciones principales la primera unido a las cargas de gravedad, que es la transmisión hacia las vigas de cargas de la propias de la losa, piso terminado, sobrecarga y a veces tabiques u otros elementos apoyados en ellos; y la segunda, ligada a las cargas de sismo, de manera que esta tenga un comportamiento uniforme en cada piso, de esta manera que las columnas y los muros se deforme semejantemente en cada nivel.
- **Módulo de elasticidad:** Relación que existe entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material.
- **Muros de corte o Placa:** Es un muro estructural diseñado para resistir los momentos axiales y las fuerzas cortantes, producidas por las cargas laterales.
- **Resistencia de diseño:** Es la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia  $\phi$  que pertenezca.
- **Resistencia Nominal:** Es la resistencia de un elemento o sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia de esta Norma, antes de aplicar el factor de reducción de resistencia.
- **Resistencia Requerida:** Es la resistencia que un elemento o una sección transversal debe poseer para resistir las fuerzas amplificadas o los momentos y

fuerzas internas establecidas según lo estipulado en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

- **Rigidez:** Es la capacidad que tiene un cuerpo de resistir la deformación y la torsión. Es óptimo que la estructura se deforme poco cuando se mueve ante la acción de un sismo.
- **Superestructura:** Es la parte de la estructura que se construye con el fin principal de ser utilizada por el hombre sin preocuparse de cómo será soportada por el suelo.
- **Sobrecarga:** Carga adicional o externa que influye en el comportamiento de una estructura, y por lo tanto debe tomarse en cuenta para su análisis estructural.
- **Viga:** Elemento estructural que trabaja fundamentalmente a flexión y cortante.



## **CAPÍTULO III**

### **ARQUITECTURA Y ESTRUCTURACIÓN**

#### **3.1. ARQUITECTURA DE LAS ESTRUCTURAS**

##### **3.1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO**

Los dos proyectos se basaron en una propuesta propia con ayuda y guía del asesor. Las propuestas de ambos proyectos son para uso educativo, específicamente academia pre universitaria de 5 niveles, el otro proyecto tiene la misma arquitectura típica y el mismo uso, pero, además, tiene un sótano. Estas dos propuestas están planteadas para dentro del casco urbano de Huancayo, por lo que se propuso con las siguientes características: El suelo es arena con grava bien graduadas sueltas (SW), presenta una capacidad portante es de 2.30 kg/cm<sup>2</sup> y un ángulo de fricción de 29.40°.

El primer proyecto está compuesto por tres módulos separados estructuralmente por juntas de dilatación: módulo 1 tiene dos niveles, primer piso propuesto para área administrativa y segundo piso para área de trabajos. Módulo 2 tiene 5 niveles todos destinados a S.H., hall y depósito. Módulo 3 tiene 5 niveles destinado a salones de clases cada aula tiene un área de 84.36 m<sup>2</sup> aproximadamente. La altura de piso a piso es de 3.20 m. (Figura N°21)

El otro proyecto es un edificio de las mismas características y función, con la variación que posee un sótano que está destinado para actividades extracurriculares. (Figura N°22)

Tiene una profundidad mínima de cimentación de -1.90 m., desde el nivel de piso terminado igual a 0.00.

Para el desarrollo de esta tesis, se estudiará el módulo 3 (ver figuras N° 21 y N°22) y se platearán alternativas de cimentación para ambos proyectos de acuerdo a su

comportamiento estructural (desplazamientos relativos). Se realizará comparación y se elegirá la mejor entre las alternativas de cimentación de acuerdo a la estructuración y diseño.

Seguidamente, se presenta algunos ítems de la normatividad peruana que se consideraron para plantear el plano arquitectónico:

RNE - A. 040 (EDUCACIÓN), 2017.

- **Art. 6.** La altura mínima será de 2.50 m.
- **Art. 11.** El ancho mínimo del vano de la puerta es de 1 m.
- **Art. 12.** Las escaleras deben de cumplir con un ancho mínimo será de 1.20 m. entre los paramentos que conforman la escalera.
- **Art. 12.** En la escalera cada paso debe medir de 28 a 30 cm. Cada contrapaso debe medir de 16 a 17 cm.
- **Art. 12.** El número máximo de contrapasos sin descanso será de 16.

RNE - E. 030 (DISEÑO SISMO RESISTENTE), 2017.

- **Art. 3.1.** Los centros educativos están considerados como edificaciones esenciales (A), este tipo de edificaciones no deberían interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo.
- **Art. 3.7.** Cuando las edificaciones son esenciales (A) y están ubicados en una zona (2), no se les permite que tengan irregularidades.

Figura N° 21: Planos arquitectónicos en planta de la edificación sismorresistente sin sótano.

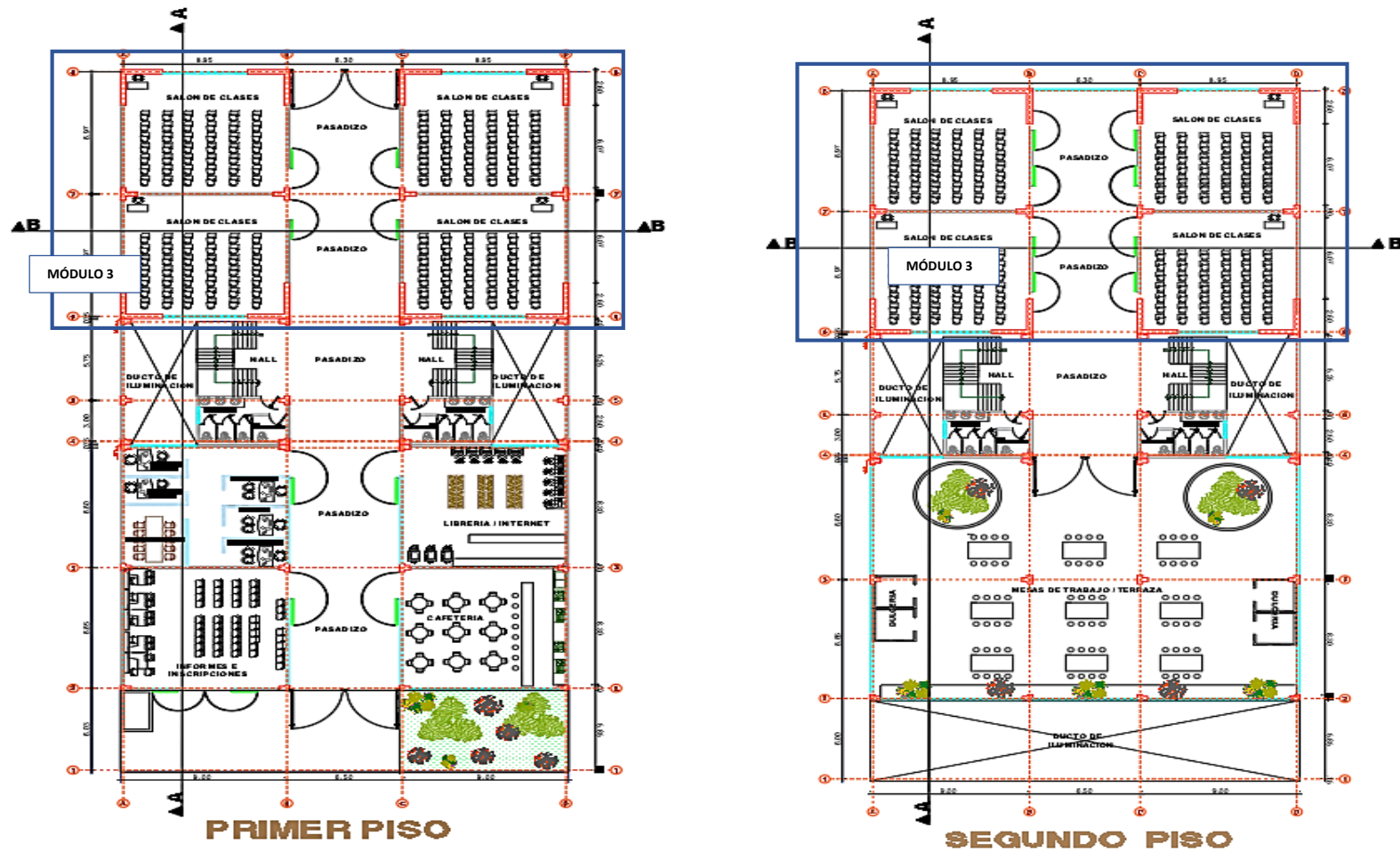
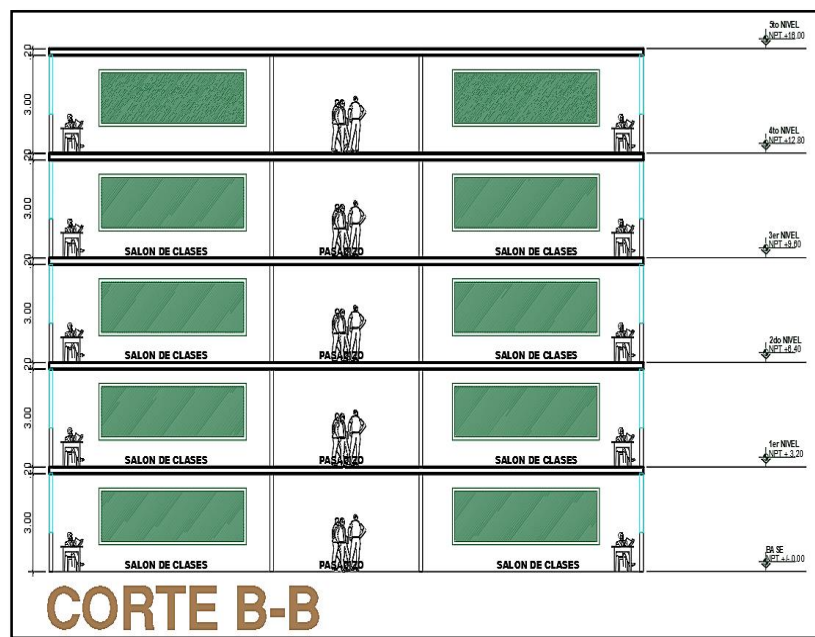
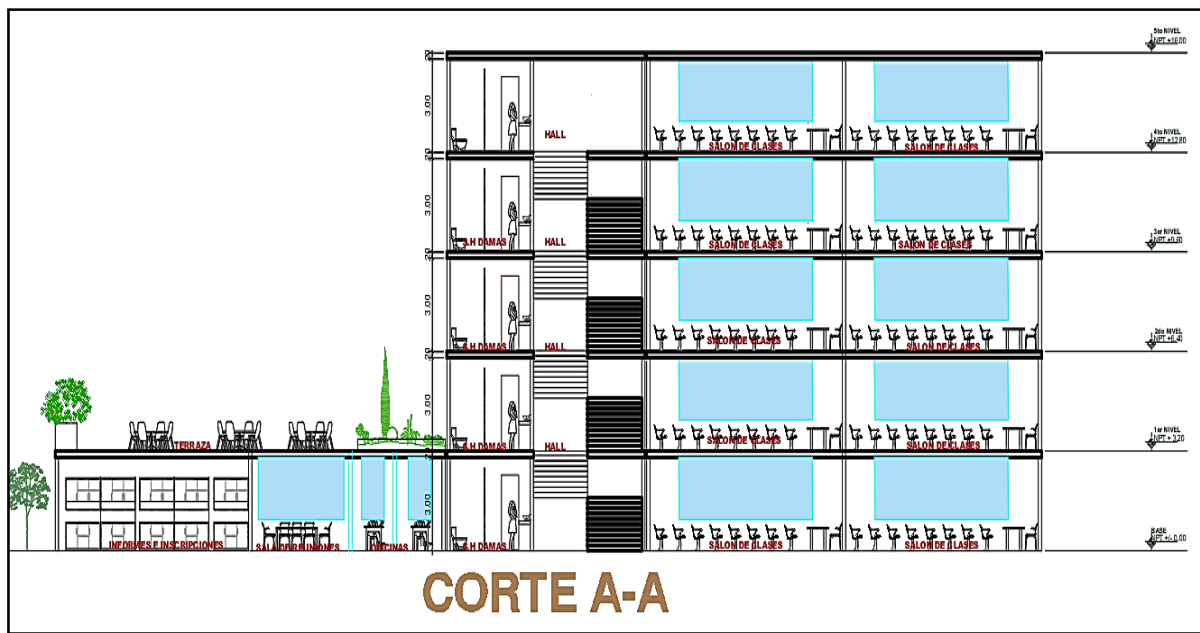


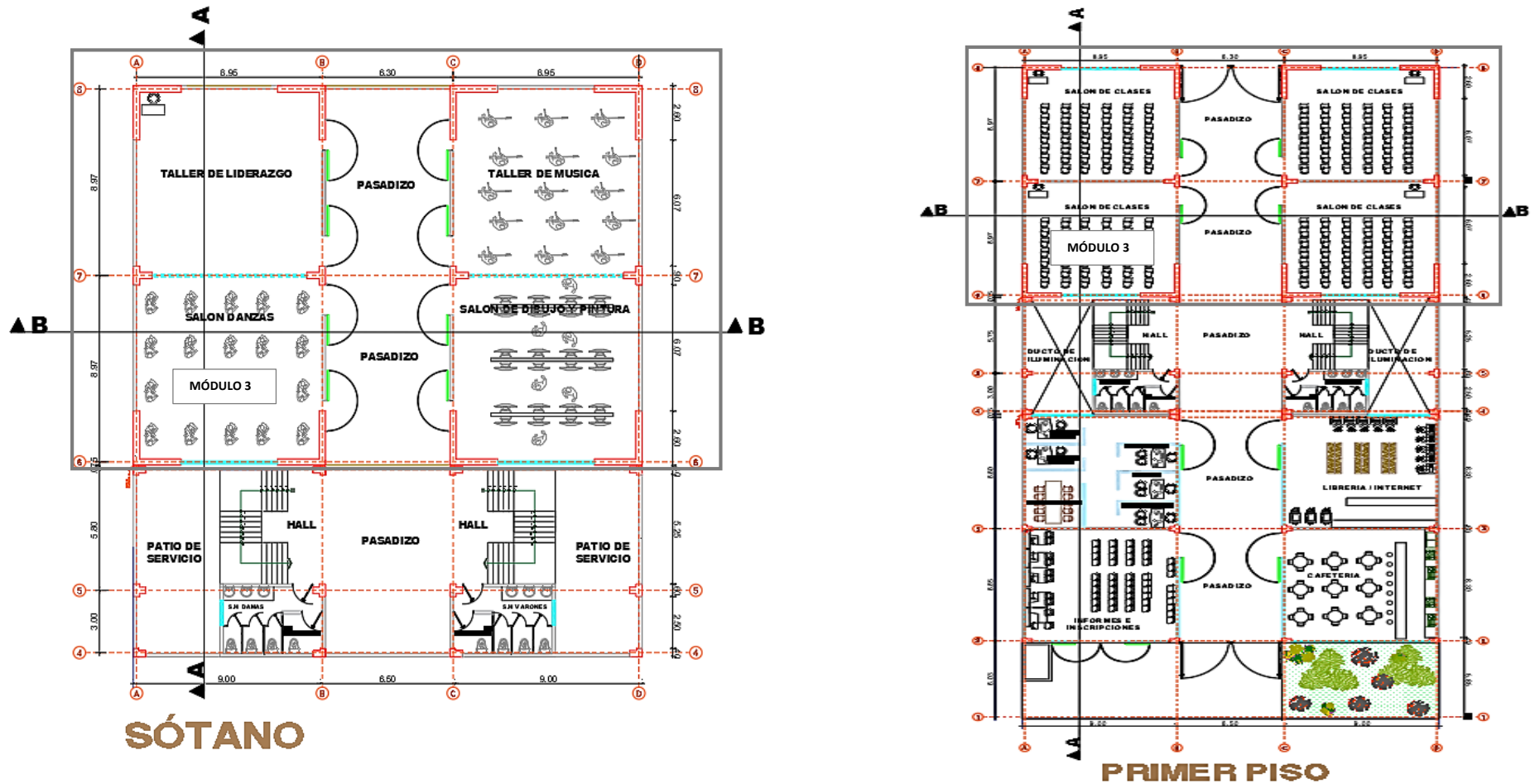


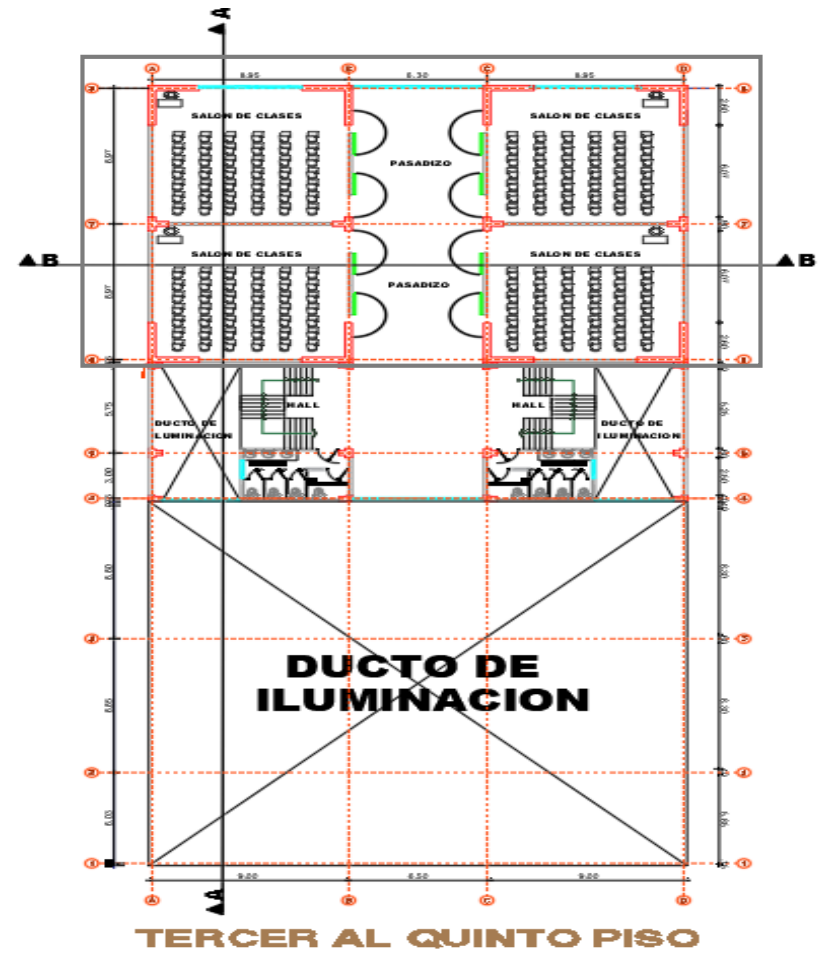
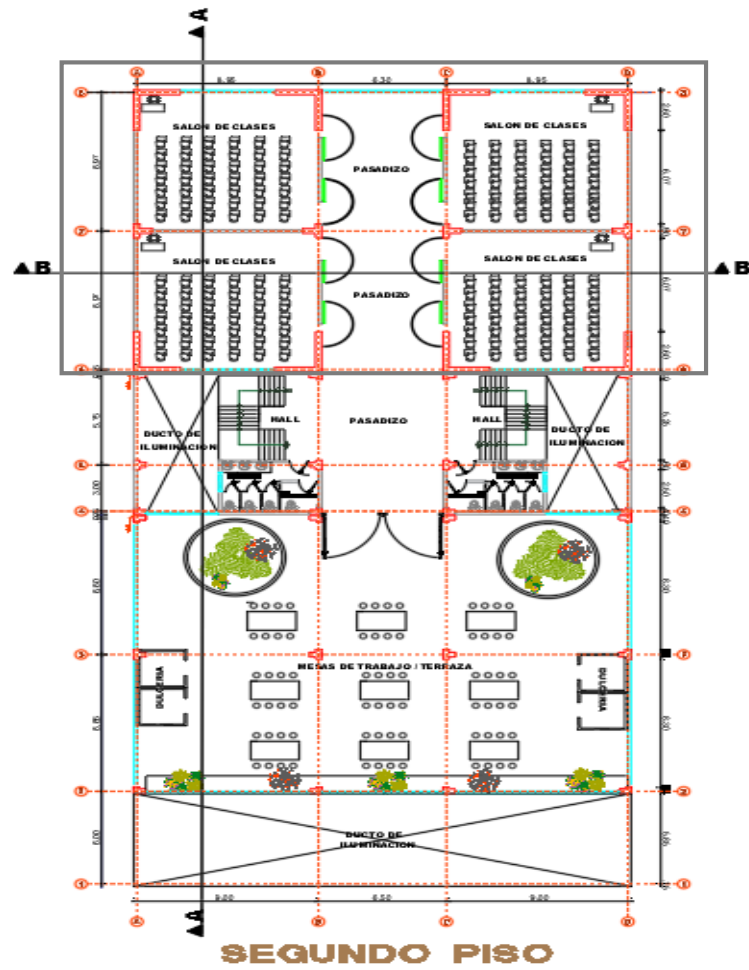
Figura N° 22: Planos arquitectónicos en elevación de la edificación sismorresistente sin sótano.



Fuente: Elaboración propia.

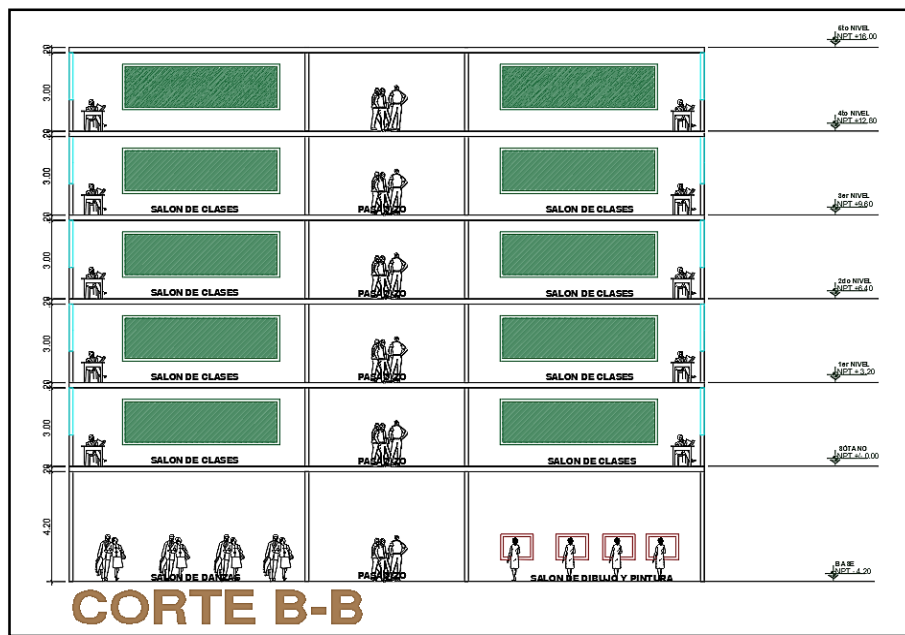
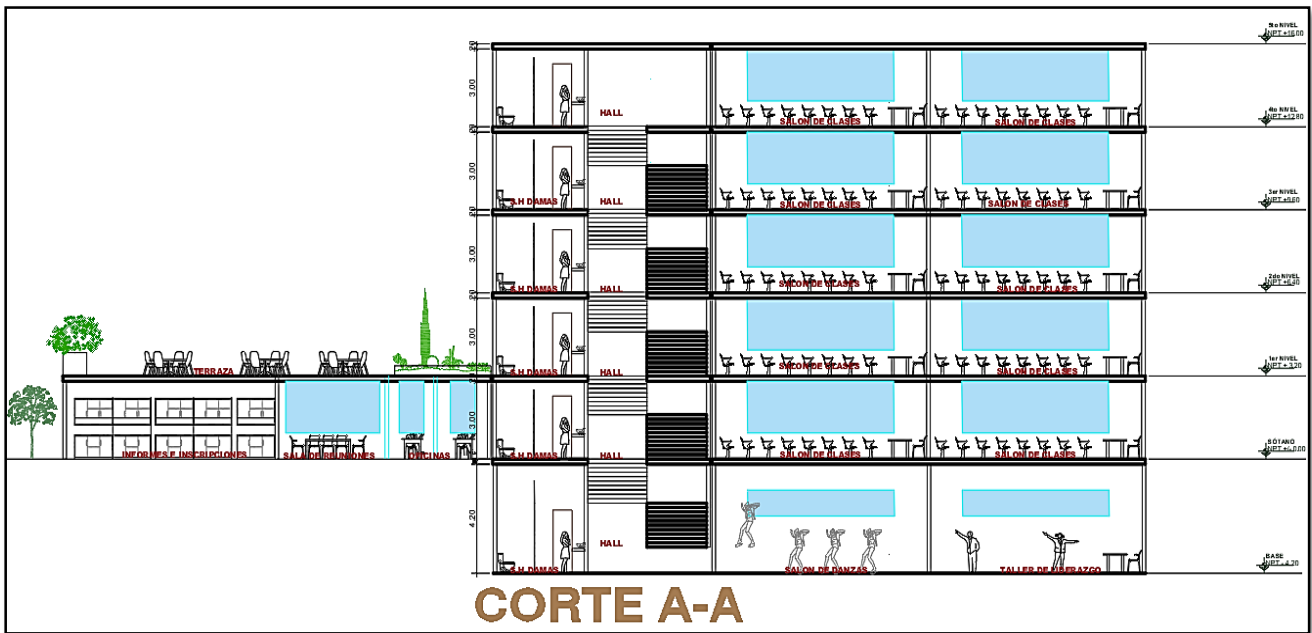
Figura N° 23: Planos arquitectónicos en planta de la edificación sismorresistente con sótano.





Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 24: Planos arquitectónicos en elevación de la edificación sismorresistente con sótano.



Fuente: Elaboración propia.



### 3.2. ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO

En la etapa de estructuración se define el tipo de sistema estructural, distribución adecuada de los elementos estructurales, dimensiones, características y materiales de los elementos estructurales, en otras palabras, se proporciona dimensiones y forma al edificio, teniendo en consideración la funcionabilidad del edificio. Asegurando de esta manera un proyecto seguro y económicamente atractivo.

“Se realiza la estructuración para obtener un comportamiento sísmico fácil de predecir, la estructuración debe ser lo más simple y limpia posible para que la idealización para su análisis sísmico se acerque lo más posible a la estructura real” (Blanco, 2010, p. 5).

#### 3.2.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

Al realizar una inspección de la planta típica los dos proyectos cumplen con los siguientes criterios:

Tabla N° 3: Criterios de estructuración para una buena configuración estructural.

CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN	DEFINICIÓN
<b>Simplicidad y simetría:</b>	Las estructuras que tienen simplicidad garantizan un mejor comportamiento ante un sismo debido a que es más fácil predecirlo, también es manejable la idealización de los elementos estructurales. Por otro lado, al tener simetría en ambas estructuras ayuda a reducir los efectos torsionales que son dificultosos de evaluar y pueden producir muchos daños a las estructuras.
<b>Resistencia y ductilidad:</b>	Las estructuras deben proporcionar una resistencia apropiada en ambas direcciones principales así garantizan su estabilidad tanto de la estructura como un todo y de cada uno de sus elementos.  Garantizar que la falla se produzca por fluencia del acero y no por compresión del concreto.
<b>Uniformidad y continuidad de la estructura:</b>	Las estructuras deben ser continuas tanto en planta como en elevación impidiendo cambios bruscos en la rigidez de los elementos, de esta manera evitar concentraciones de esfuerzos.
<b>Rigidez lateral:</b>	Se debe de proporcionar de elementos estructurales que aporten rigidez a la estructura, para que la estructura pueda resistir fuerzas sísmicas y controlar los desplazamientos generados por la sollicitación sísmica.

Fuente: Adaptado de Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, Blanco Blasco, 2016.

Seguidamente, se definirá el sistema estructural más adecuado considerando lo que se estipula en la tabla N°3.

**Tabla N° 4: Categoría y sistema estructural de las edificaciones.**

<b>CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES</b>		
<b>CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN</b>	<b>ZONA</b>	<b>SISTEMA ESTRUCTURAL</b>
<b>A1</b>	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
<b>A2 (*)</b>	4,3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
<b>B</b>	4,3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
<b>C</b>	4,3,2 y 1	Cualquier sistema.

**Fuente: Tomada del Reglamento Nacional de Edificaciones E. 030, 2017.**

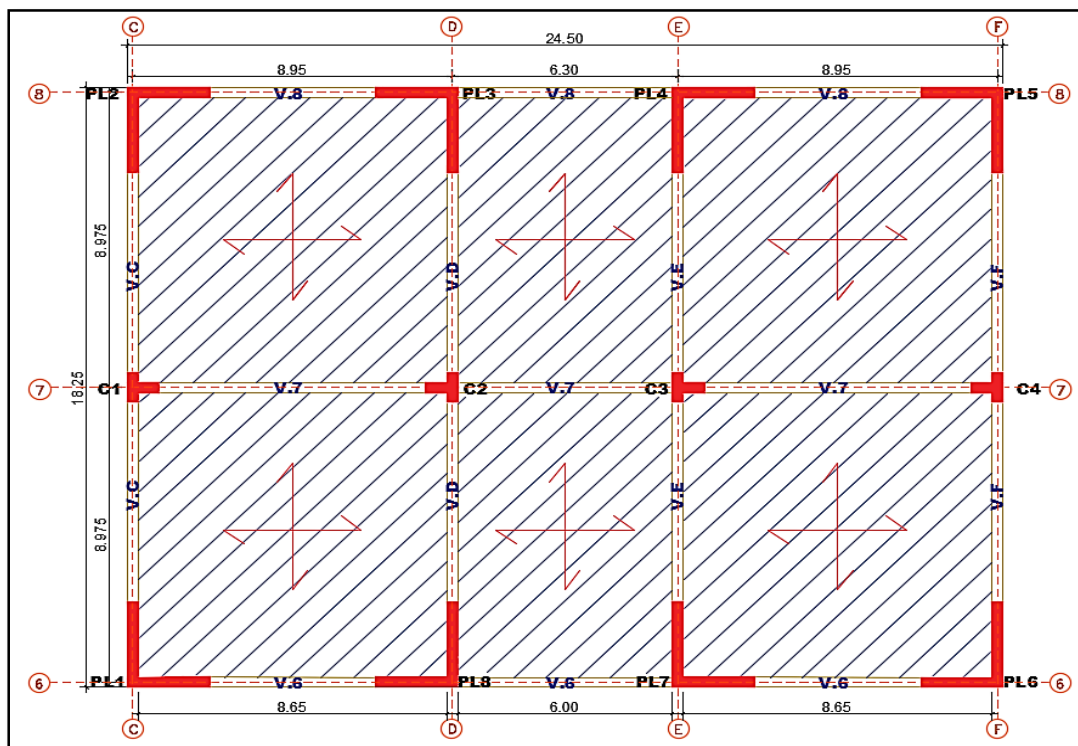
Considerando los criterios anteriormente citados, se llega a la conclusión de que es apropiado emplear el sistema estructural de muros estructurales, y de esta manera proveer de mejor rigidez lateral a la estructura.

Al utilizar el sistema estructural ya mencionado se plantea la siguiente estructuración para ambas estructuras:

- Sistema de muros estructurales: Observar la figura N° 25, las placas están colocadas en las cuatro esquinas externas, además hay placas interiores en los ejes D-E, proporcionando rigidez lateral en ambas direcciones, los sistemas

de muros estructurales tienen la función principal de controlar desplazamientos laterales. Las columnas están ubicadas internamente y su trabajo principal será la de resistir las cargas de gravedad. Los elementos verticales están unidos por vigas peraltadas. La losa nervada es bidireccional en todos los paños.

**Figura N° 25: Estructuración de la planta típica para la edificación sin sótano y para la edificación con sótano.**



Fuente: Elaboración propia.

### 3.2.2. DETERMINACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Los elementos estructurales son elementos que, al unirse, trabajarán como un todo y deben ser analizados y diseñados para cumplir con soportar múltiples solicitaciones como son las cargas de gravedad y de sismo. Estos elementos estructurales requieren poseer coherencia con el tipo de esfuerzos que soportarán (Ochoa L, 2017, p. 30).

Seguidamente, se muestra los criterios tomados para cada elemento.

### **3.2.2.1. Losas**

Losas nervadas: Se han seleccionado en todos los tramos losas nervadas bidireccionales para aportar mayor rigidez a la estructura. Su función de este elemento es de transferir las cargas de gravedad a las vigas y de trabajar como un diafragma rígido para unir los desplazamientos, logrando de esta manera la unidad de la estructura.

### **3.2.2.2. Vigas**

Se han seleccionado vigas peraltadas para ambos lados ya que conjuntamente con las columnas y/o muros resisten los diferentes esfuerzos (fuerzas cortantes, momentos flectores y fuerzas axiales). Asimismo, las vigas son los elementos estructurales que toman las cargas de las losas y transfieren estas cargas de manera proporcional a las columnas o a las placas.

### **3.2.2.3. Columnas**

Se han seleccionado columnas en "T" se ubicarán en las esquinas y en el interior del eje 7-7. Estarán sometidos a esfuerzos de compresión y de flexión simultáneamente (flexocompresión), ya que tiene los momentos flectores transferidos por las vigas y reciben las cargas axiales de los diferentes niveles de la estructura. Su función es de recibir las cargas de las losas y vigas con el fin de transmitirlos a la cimentación.

### **3.2.2.4. Placas**

Se han seleccionado placas en forma de "L" en las esquinas de los salones de forma proporcional. Debido a que las placas proporcionan mayor rigidez lateral y resistencia en la misma dirección de su peralte. Estarán sometidos a esfuerzos de flexión, corte y compresión.

### 3.2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

#### 3.2.3.1. Predimensionamiento de losa nervada en dos direcciones

El proyecto presenta paños casi cuadrados, se determinan porque la relación entre las dimensiones de sus paños es menor que dos por lo que el elemento muestra una deformación con igual curvatura en ambas direcciones.

Se determinó utilizar losas nervadas de comportamiento bidireccional en todos los techos de todos los pisos. Por tener mayor capacidad resistente e inercia (rigidez).

Todos los paños serán de losa nervada, tienen un comportamiento bidireccional debido a sus características geométricas y apoyos constituidos por vigas peraltadas y/o placas, debido a que sus longitudes presentan una relación  $L/lc < 2$  (Blanco,1996).

PAÑOS (1,3,4,6)	$8.68/8.65 = 1.003 < 2$
PAÑOS (2,5)	$8.68/6.00 = 1.447 < 2$

Se considerará algunos criterios para hallar el espesor:

Tabla N° 5: Cuadro resumen de predimensionamiento del espesor de la losa bidireccional.

Predimensionamiento	
	Ingeniero Blanco Blasco
<b>Fórmulas</b>	$e = \frac{\text{luz libre}}{23}$
<b>Resultados</b>	$e = \frac{8.65}{23} = 0.376 \text{ m.}$
<b>Conclusiones</b>	$e = 0.376 \text{ m.} = 0.40\text{m.}$
	Se utilizará un peralte de 40 cm., y un espesor de 5 cm.

Fuente: Elaboración propia.

### 3.2.3.2. Predimensionamiento de vigas

Para dimensionar las vigas, se debe considerar la acción de cargas de gravedad y de sismo, los criterios prácticos a considerar de alguna u otra manera, toman en cuenta la acción combinada de cargas verticales y de sismo; a continuación, se muestra algunos criterios:

Fórmulas	Descripción
$h = \frac{ln}{10} \quad \text{o} \quad h = \frac{ln}{12}$	Donde:
	h: Peralte de la viga
	ln: Luz libre más crítica
$b = \frac{h}{3} \quad \text{o} \quad b = \frac{3h}{4}$	b: base de la viga

En principio, los peraltes de las vigas se dimensionan a partir de los requerimientos mínimos con la finalidad de controlar las deflexiones. Para luces de hasta 7 m., la relación entre ancho y peralte regularmente toma entre 1/2 y 2/3. Para luces mayores, son más convenientes vigas delgadas y peraltadas, en las que la altura total es 3 o 4 veces el ancho de la sección (Harmsen, 2002).

El Reglamento Nacional de Edificaciones recomienda que las vigas que formen parte de pórticos o elementos sismoresistente no deber tener un ancho menor a 25 cm. “Con la finalidad de evitar el congestionamiento del acero y la formación de cangrejas” (Villareal, 2013).

**Tabla N° 6: Cuadro resumen de las dimensiones de la viga peraltada para ambas estructuras.**

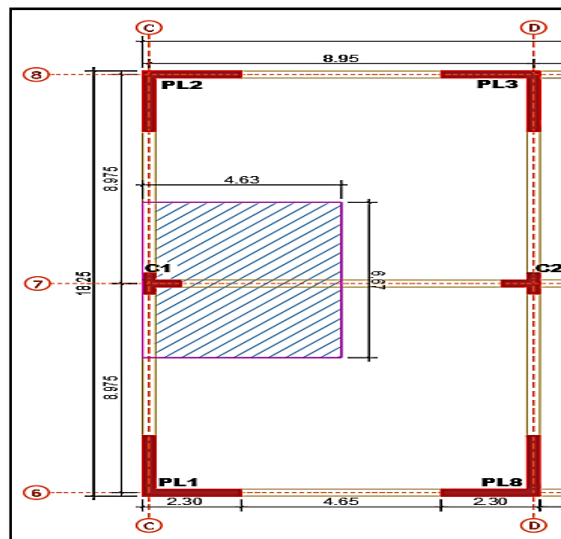
Ejes de la Viga	Luz (m)	Dimensiones (m)
7-7	7.45	0.30 x 0.70
6-6 y 8-8	4.65	0.30 x 0.70
C-C hasta el F-F	6.08	0.30 x 0.70

Fuente: Elaboración propia.

### 3.2.3.3. Predimensionamiento de columnas

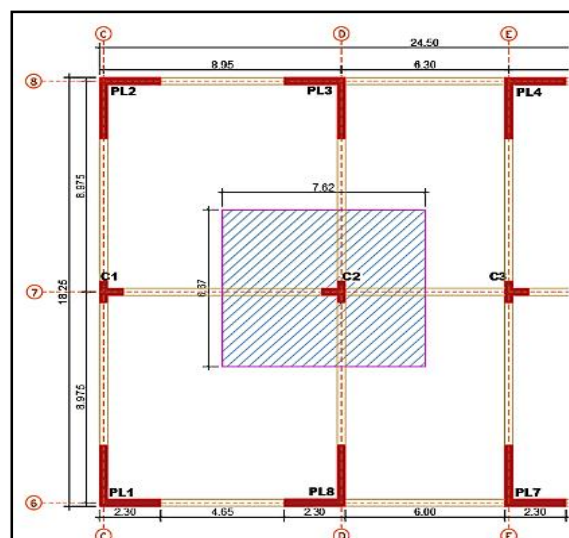
Las columnas están sometidas a cargas axiales y momento flector; por esta razón, para dimensionar las columnas se deben considerar estos dos efectos simultáneamente. Las columnas por su ubicación pueden ser excéntricas, esquineras o centradas; para esta edificación se tomará el siguiente criterio.

Figura N° 26: Área Tributaria de la columna excéntrica C1.



Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 27: Área Tributaria de la columna centrada C2.



Fuente: Elaboración propia.

En donde P es la carga que resiste las columnas; para las edificaciones con poca tabiquería y sobrecargas del orden de 250 kg/m<sup>2</sup> para salones y 400 kg/m<sup>2</sup> para corredores se asumirá una carga total de 0.9 a 1.1 Tn/m<sup>2</sup> a considerar en el predimensionamiento (Blanco, 2010).

Para calcular P, se considera el área tributaria de la columna, como indica la expresión siguiente:

$$P = \text{Area tributaria} \times \text{N}^\circ \text{ pisos} \times 1.5 \text{ Ton/m}^2$$

**Tabla N° 7: Cuadro resumen de las dimensiones de las columnas céntricas y excéntricas para ambas estructuras.**

COLUMNAS		
	Centradas (C2-C3)	Excéntricas o esquineras(C1-C4)
Fórmula	$A_c = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 \times f'c}$	$A_c = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 \times f'c}$
Área tributaria (m <sup>2</sup> )	At= 6.67 x 7.62= 50.83	At = 6.67 x 4.63 = 30.88
Carga Unitaria (ton)	1.50	1.50
Carga Servicio (ton)	381.225	231.60

**Fuente: Elaboración propia.**

**Tabla N° 8: Área de la columna requerida.**

COLUMNAS			
	Carga Servicio	f'c	Área requerida (cm <sup>2</sup> )
Centradas (C2-C3)	381.225	210	4034.13
Excéntricas o esquineras (C1-C4)	231.60	210	3151.02

**Fuente: Elaboración propia.**

“Para una estructura sísmica, el área mínima para una columna es de 1000 cm<sup>2</sup>.

Además, el peralte de las columnas exteriores debe de ser un 70 a 80 % del peralte de la viga principal” (Blanco, 2010).

Como se puede observar en la tabla N° 8, para las columnas C1, C2, C3 y C4 se utilizará un f'c= 210 kg/cm<sup>2</sup>, con la finalidad de unificar dimensiones



y utilizar todas las columnas en T de 90 x 90 x 30 (área=4500cm<sup>2</sup>) para evitar posibles confusiones.

#### 3.2.3.4. Predimensionamiento de placas

Principalmente, las placas tienen la función de absorber las fuerzas de sismo, mientras sean más importantes tomarán un mayor porcentaje del cortante sísmico total y de esta manera poder aliviar más a los pórticos.

En los proyectos se puede encontrar las placas en esquinas y placas en extrema interior.

Según RNE E. 060, artículo 21.9.3 especifica que el espesor mínimo se debe considerar:

El espesor de los muros de corte no deberá ser menor de 1/25 de la altura ni menor de 150 mm.

$$e = \frac{h}{25} = \frac{4.2}{25} = 0.168 \text{ m}$$

$$e = 0.20 \text{ m}$$

El espesor asumido (b) para la placa es de 30 cm. mayor al mínimo requerido, debido a que las dimensiones de las vigas de la edificación son de 0.30x0.70, se opta por emplear un espesor de muro de corte de 0.30 m, para favorecer el armado del acero en las uniones vigas – muro de corte.

Para el predimensionamiento del espesor de los muros estructurales de una edificación, en cada dirección, se puede usar el método aproximado, el cual consiste en calcular las fuerzas cortantes en la base, con el método estático establecido en el Reglamento Nacional de Edificaciones específicamente en el capítulo Sismorresistente (E.030), e igualarlos a la suma de la resistencia al corte de las placas para cada sentido, con la siguiente fórmula:

$$L_{xy} = \frac{V_{\text{basal}}}{\phi \times 0.53 \times \sqrt{f'c}}$$

Donde:

- b = Espesor estimado de los muros
- $\phi$  = Tiene un valor de 0.85;

La cortante basal se calcula mediante la expresión:

$$V = \frac{Z \times U \times C \times S \times P}{R}$$

Donde:

- Z = Factor de zona, el edificio está ubicado en la zona III y tiene un factor de 0.35.
- U = Coeficiente de uso, para una academia le corresponde un factor de 1.5.
- C = Factor de amplificación sísmica, 2.5.
- S2 = Factor de suelo, un suelo intermedio tiene un factor de 1.15.
- R = Coeficiente de reducción, para estructuras de muros estructurales se utiliza un factor de 6.
- P = Peso de la edificación.

$$P = (1.0 \text{ ton/m}^2) * (18.25 * 24.50) * 5 = 2235.63 \text{ ton}$$

$$V_{\text{basal}} = \frac{0.35 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.15 \times 2235.63}{6} = 562.40 \text{ ton}$$

Se obtiene una cortante basal de 562.40 ton. (considerando 1.0 Tn/m<sup>2</sup>)

$$L_{xy} = \frac{562.40}{0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210}}$$

$$L_{x,y} = 8.615 \text{ m}^2$$

La longitud de los muros de corte se determinará en función del espesor establecido anteriormente. El espesor propuesto de muros es de 0.30 m, entonces la longitud requerida es de 28.717 m. Sin embargo, la longitud requerida también dependerá de la arquitectura de la edificación y será evaluada en el análisis sísmico.

Donde:

- Para los ejes 6 hasta el eje 8: 2.30 m x 0.30 m
- Para los ejes C hasta el eje F: 2.60 m x 0.30 m

### 3.2.4. VERIFICACIÓN RÁPIDA DE DESPLAZAMIENTOS DE LOS ELEMENTOS VERTICALES (COLUMNAS Y PLACAS)

#### 3.2.4.1. Edificación sismorresistente

V basal = 562.40 ton

Se hace la distribución de cortantes por piso como se muestra en la siguiente tabla N° 9.

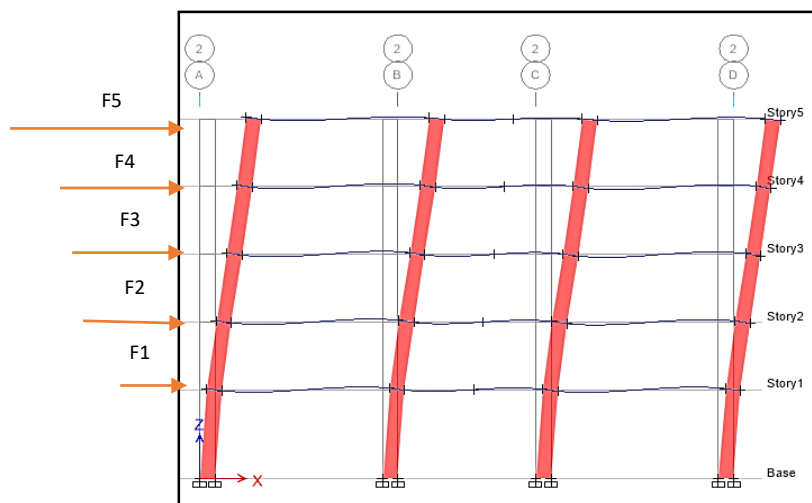
Tabla N° 9: Distribución de fuerzas cortantes por piso Fi.

PISO	h (acumulado)	PESO (ton)	hacumxpeso	%	Fi (ton)
1	3.20	447.13	1430.816	6.67	37.49
2	6.40	447.13	2861.632	13.33	74.99
3	9.60	447.13	4292.448	20.00	112.48
4	12.80	447.13	5723.264	26.67	149.97
5	16.00	447.13	7154.080	33.33	187.47
			23697.89	100	562.40

Fuente: Elaboración propia.

Utilizando el software ETAPS 2016, se modeló la estructura para el chequeo de desplazamientos, permitiendo definir las dimensiones de las columnas y los muros estructurales.

Figura N° 28: Modelamiento del eje 7-7 para el edificio sismorresistente.



Fuente: Elaboración propia.

En las tablas N° 10; 11; 12 y 13, se puede observar los desplazamientos relativos obtenidos, y se aprecia que son menores que los exigidos en la norma E. 030 (Diseño Sismorresistente), capítulo 5 artículo 5.2, donde se refiere que:

Desplazamientos relativos máximos para estructuras de concreto armado es 0.007.

**Tabla N° 10: Desplazamiento lateral (Sismo en X ) para la edificación sin sótano.**

<b>X</b>					
<b>NIVELES</b>	Dabs (m) Elástico	Drel (m) Elástico	0.75R Drel Inelástico	h=3.2	Observación
		0.00150	0.00673	0.0021	<b>Correcto</b>
<b>1</b>	0.00150	0.00293	0.01320	0.0041	<b>Correcto</b>
<b>2</b>	0.00443	0.00349	0.01571	0.0049	<b>Correcto</b>
<b>3</b>	0.00792	0.00350	0.01576	0.0049	<b>Correcto</b>
<b>4</b>	0.01142	0.00321	0.01446	0.0045	<b>Correcto</b>
<b>5</b>	0.01464				

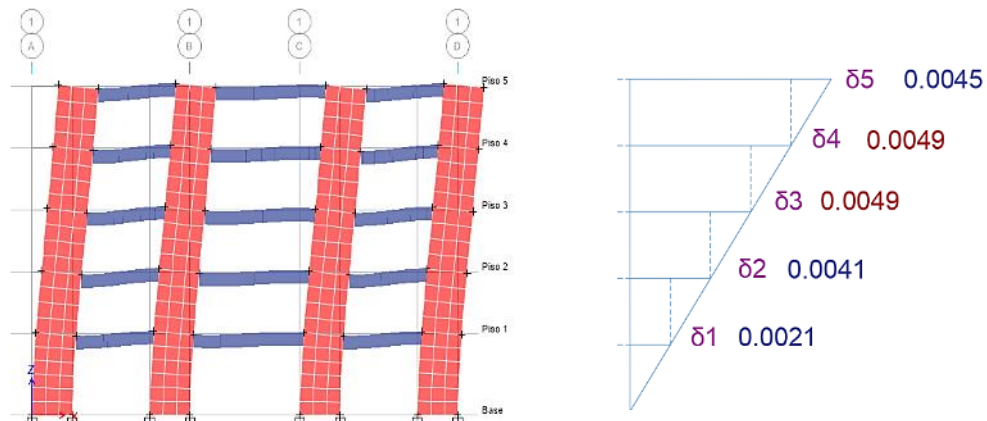
Fuente: Elaboración propia.

**Tabla N° 11: Desplazamiento lateral (Sismo en Y ) para la edificación sin sótano.**

<b>Y</b>					
<b>NIVELES</b>	Dabs (m) Elástico	Drel (m) Elástico	0.75R Drel Inelástico	h=3.2	Observación
		0.00148	0.00664	0.0021	<b>Correcto</b>
<b>1</b>	0.00148	0.00304	0.01368	0.0043	<b>Correcto</b>
<b>2</b>	0.00452	0.00380	0.01709	0.0053	<b>Correcto</b>
<b>3</b>	0.00831	0.00400	0.01800	0.0056	<b>Correcto</b>
<b>4</b>	0.01231	0.00385	0.01733	0.0054	<b>Correcto</b>
<b>5</b>	0.01617				

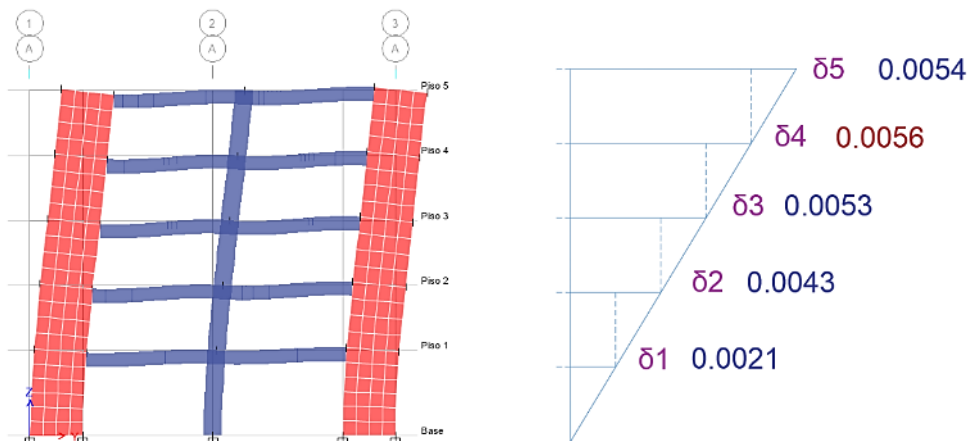
Fuente: Elaboración propia.

**Figura N° 29: Desplazamientos relativos en la dirección “X” para el edificio sismorresistente sin sótano.**



Fuente: Elaboración propia.

**Figura N° 30: Desplazamientos relativos en la dirección “Y” para el edificio sismorresistente sin sótano.**



Fuente: Elaboración propia.

**Tabla N° 12: Desplazamiento lateral (Sismo en X ) para la edificación con sótano.**

X					
NIVELES	Dabs (m) Elástico	Drel (m) Elástico	0.75R Drel Inelástico	h=3.2	Observación
		0.00250	0.01124	0.0035	<b>Correcto</b>
<b>1</b>	0.00250	0.00357	0.01608	0.0050	<b>Correcto</b>
<b>2</b>	0.00607	0.00404	0.01816	0.0057	<b>Correcto</b>
<b>3</b>	0.01011	0.00398	0.01792	0.0056	<b>Correcto</b>
<b>4</b>	0.01409	0.00366	0.01645	0.0051	<b>Correcto</b>
<b>5</b>	0.01774				

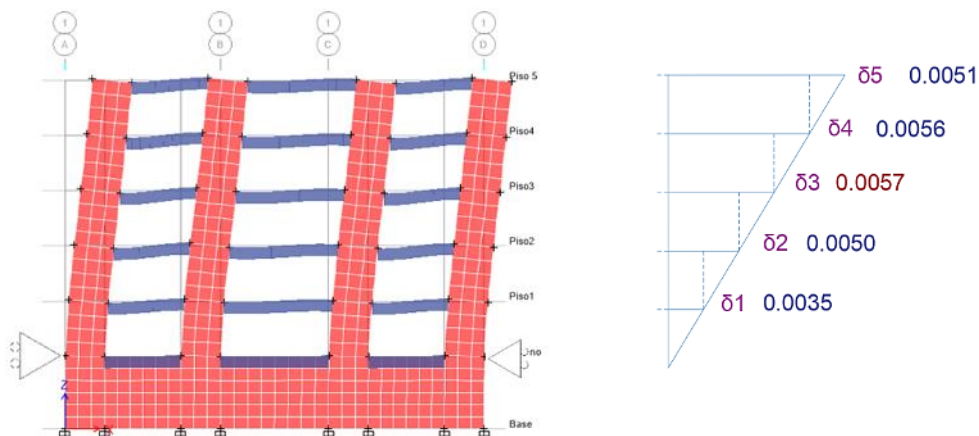
Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 13: Desplazamiento lateral (Sismo en Y ) para la edificación con sótano.

Y					
NIVELES	Dabs (m) Elástico	Drel (m) Elástico	0.75R Drel Inelástico	h=3.2	Observación
		0.00295	0.01329	0.0042	<b>Correcto</b>
<b>1</b>	0.00295	0.00390	0.01753	0.0055	<b>Correcto</b>
<b>2</b>	0.00685	0.00450	0.02023	0.0063	<b>Correcto</b>
<b>3</b>	0.01134	0.00460	0.02069	0.0065	<b>Correcto</b>
<b>4</b>	0.01594	0.00439	0.01975	0.0062	<b>Correcto</b>
<b>5</b>	0.02033				

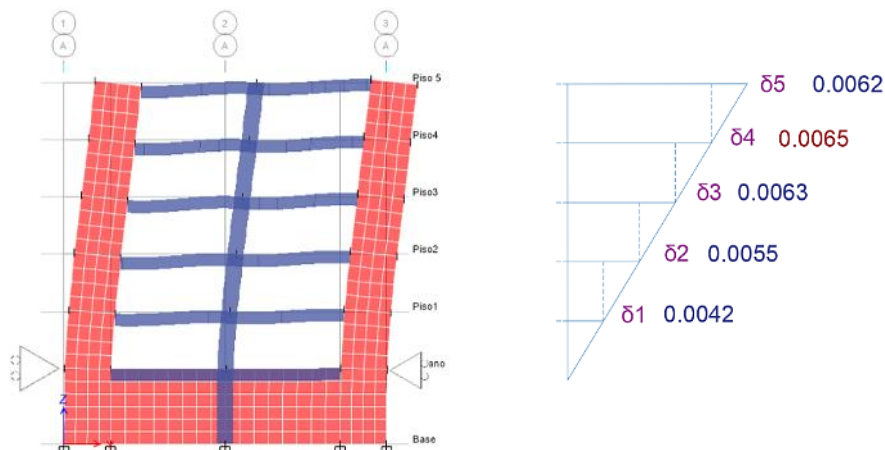
Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 31: Desplazamientos relativos en la dirección "X" para el edificio sismorresistente sin sótano.



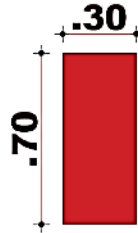
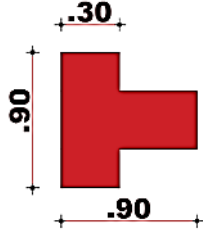
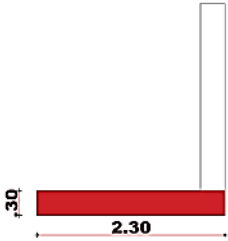
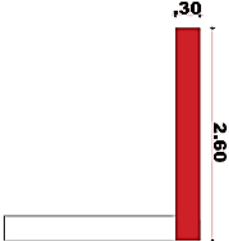
Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 32: Desplazamientos relativos en la dirección "Y" para el edificio sismorresistente sin sótano.



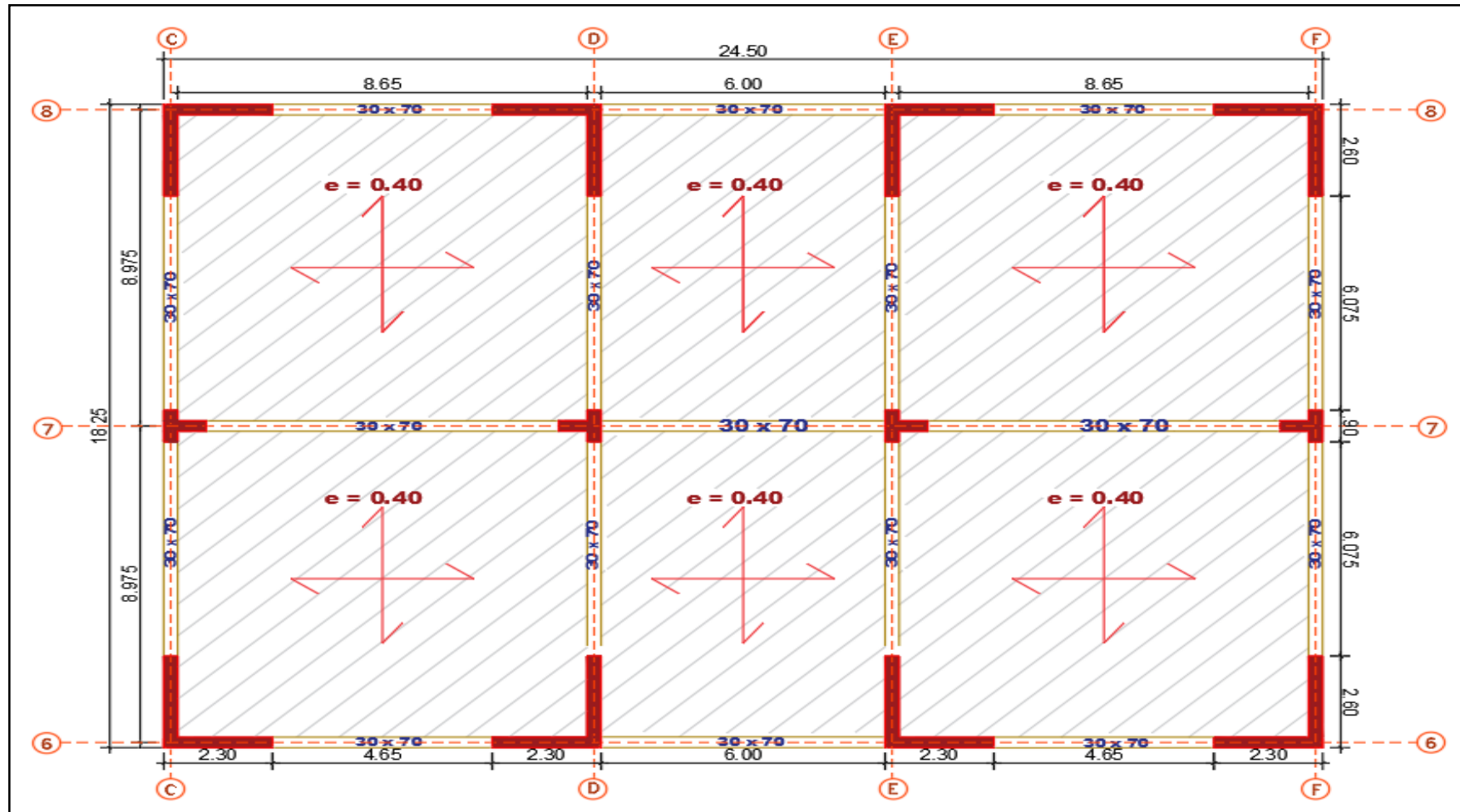
Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 14: Dimensiones de los elementos estructurales de la edificación sin sótano y otro similar con sótano.

ELEMENTO	BASE (m)	PERALTE (m)	DIBUJO
Losa nervada		0.40	
Viga	0.30	0.70	
Columna	0.90	0.90	
Placa en "x"	2.30	0.30	
Placa en "y"	2.60	0.30	

Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 33: Resultado del predimensionamiento y configuración de la edificación sin sótano y otro similar con sótano.



Fuente: Elaboración propia.

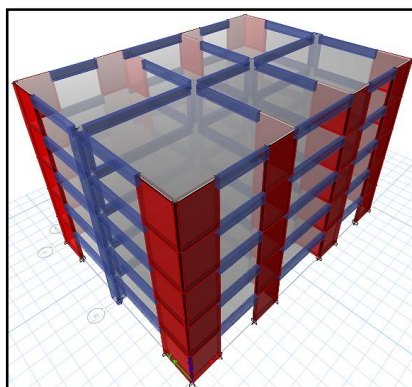


## CAPÍTULO IV

### ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA CARGAS DE GRAVEDAD Y DE SISMOS

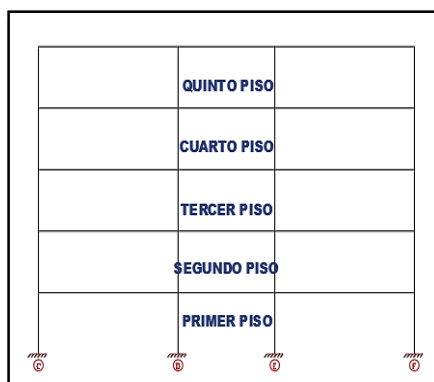
En el presente capítulo, se desarrolla el proceso para el análisis estructural del edificio planteado de dos maneras: sin sótano; y con sótano, según se muestran en las figuras N°34, N°35, N°36 y N°37.

**Figura N° 34: Modelación 3D e idealización del Edificio sismorresistente sin sótano.**



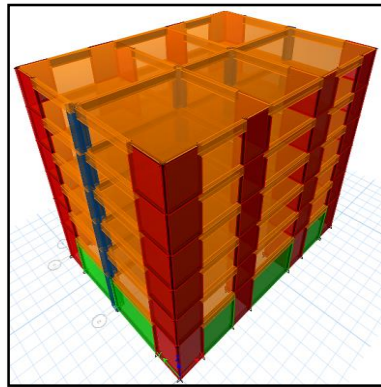
Fuente: Elaboración propia.

**Figura N° 35: Idealización del Edificio sismorresistente sin sótano.**



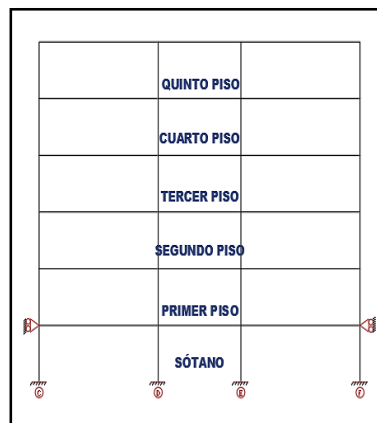
Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 36: Modelación 3D e idealización del Edificio sismorresistente con sótano.



Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 37: Idealización del Edificio sismorresistente con sótano.



Fuente: Elaboración propia.

#### 4.1. CARGAS DE DISEÑO

En el metrado de cargas, se considera las cargas actuantes sobre todos los elementos estructurales que componen la estructura.

La totalidad de los elementos de la estructura deben estar diseñados para resistir las cargas que se le apliquen, para ello el RNE E. 020 Cargas, establece las cargas mínimas para ser usados con esta finalidad.

Estos tipos de cargas están en carga muerta (CM), y carga viva (CV) como se detallan:

Para hallar la carga muerta se utilizará los siguientes pesos unitarios:

## CARGA MUERTA

- Peso del concreto armado 2400 kg/cm<sup>3</sup>
- Acabados (falso piso + piso terminado) 100 kg/cm<sup>2</sup>
- Albañilería 1350 kg/cm<sup>3</sup>
- Peso del suelo 2345 kg/cm<sup>3</sup>

Para hallar la carga muerta, se utilizará las sobrecargas que se presentan en el RNE E.020:

## CARGA VIVA

- Aulas 250 kg/cm<sup>2</sup>
- Corredores 400 kg/cm<sup>2</sup>

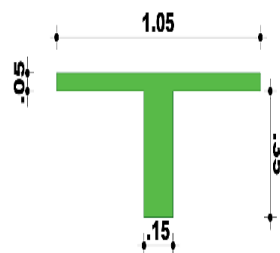
## 4.2. METRADO DE LOS PRINCIPALES ELEMENTOS DE LA EDIFICACIÓN SISMORRESISTENTE SIN MURO DE SÓTANO

En este ítem se trata:

- a. Metrado de cargas de losa nervada bidireccional.
- b. Metrado de cargas en vigas.
- c. Metrado de columnas y placas.

### 4.2.1. METRADO DE LAS LOSAS NERVADAS BIDIRECCIONALES

Como se observa (Figura N° 36), los techos son losas nervadas de comportamiento bidireccional en todos los niveles. Por consiguiente, para el metrado de las losas nervadas, se considera un ancho de 0.40 m., que es el ancho que corresponde a una vigueta. Para el cálculo del peso, se tomará un área de 1 x1 m, estas medidas son correspondiente a un casetón envuelta en todo su perímetro por media vigueta.



**Tabla N° 15: Metrado de losa nervada Bidireccional.**

<b>LOSA NERVADA BIDIRECCIONAL</b>							
<b>Peso del Concreto</b>	2400	0.075	0.35	3.90	=	245.70	kg
	2400	0.050	1.05	1.05	=	132.30	kg
<b>Peso propio m2</b>	378.00	0.9070			=	342.85	kg
<b>P. Terminado</b>	100				=	100.00	kg
<b>Total CM</b>					=	442.86	kg
<b>S/C Aulas</b>	250				=	250.00	kg
<b>Cu = 1.4Cm + 1.7Cv</b>					=	1045.00	kg

<b>LOSA NERVADA BIDIRECCIONAL</b>							
<b>Peso del Concreto</b>	2400	0.075	0.35	3.90	=	245.70	kg
	2400	0.050	1.05	1.05	=	132.30	kg
<b>Peso propio m2</b>	378.00	0.9070			=	342.85	kg
<b>P. Terminado</b>	100				=	100.00	kg
<b>Total CM</b>					=	442.86	kg
<b>S/C Corredor</b>	400				=	400.00	kg
<b>Cu = 1.4Cm + 1.7Cv</b>					=	1300.00	kg

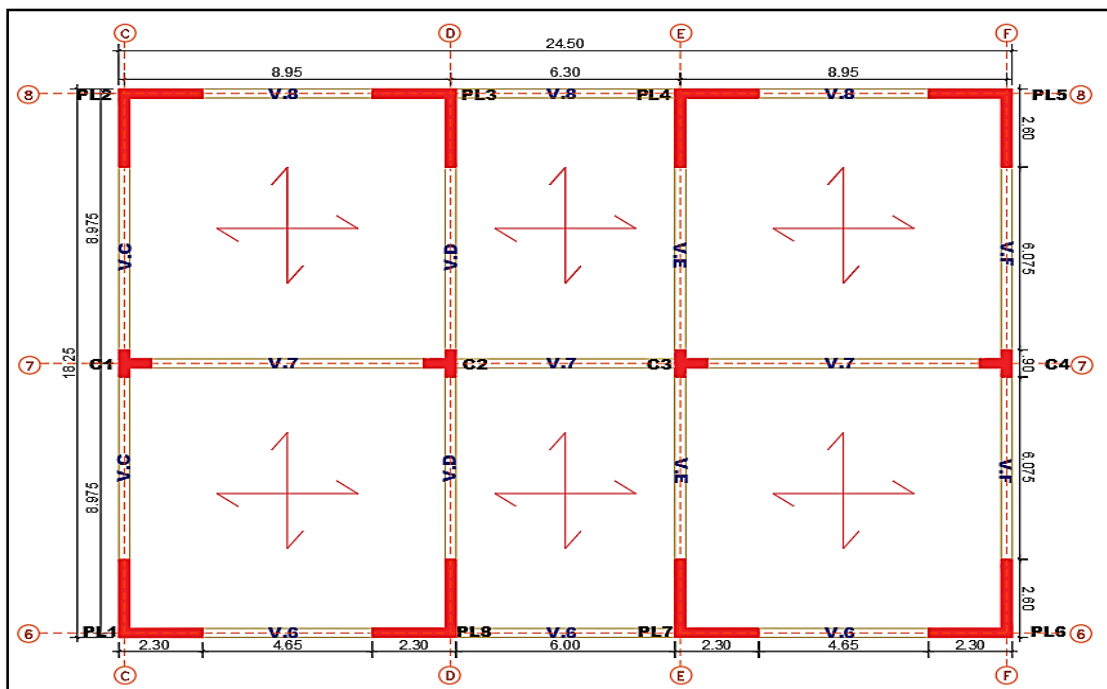
Fuente: Elaboración propia.

#### **4.2.2. METRADO DE CARGAS EN VIGAS**

##### **a. Consideraciones generales**

1. Para el metrado de cargas de las vigas se consideran el metrado de las cargas por gravedad (carga muerta y viva).
2. Debe realizarse un metrado de cargas isostático, este metrado está basado en el cálculo de la carga que afectará a la viga sin considerar los momentos que existen en las vigas (apoyo de las losas) por flexión.
3. Para hallar la carga de la losa nervada bidireccional, se utilizan el Método de coeficientes, el porcentaje obtenido de carga es el que se llevará cada apoyo de la losa.

Figura N° 38: Distribución de vigas peraltadas del primer al quinto nivel.



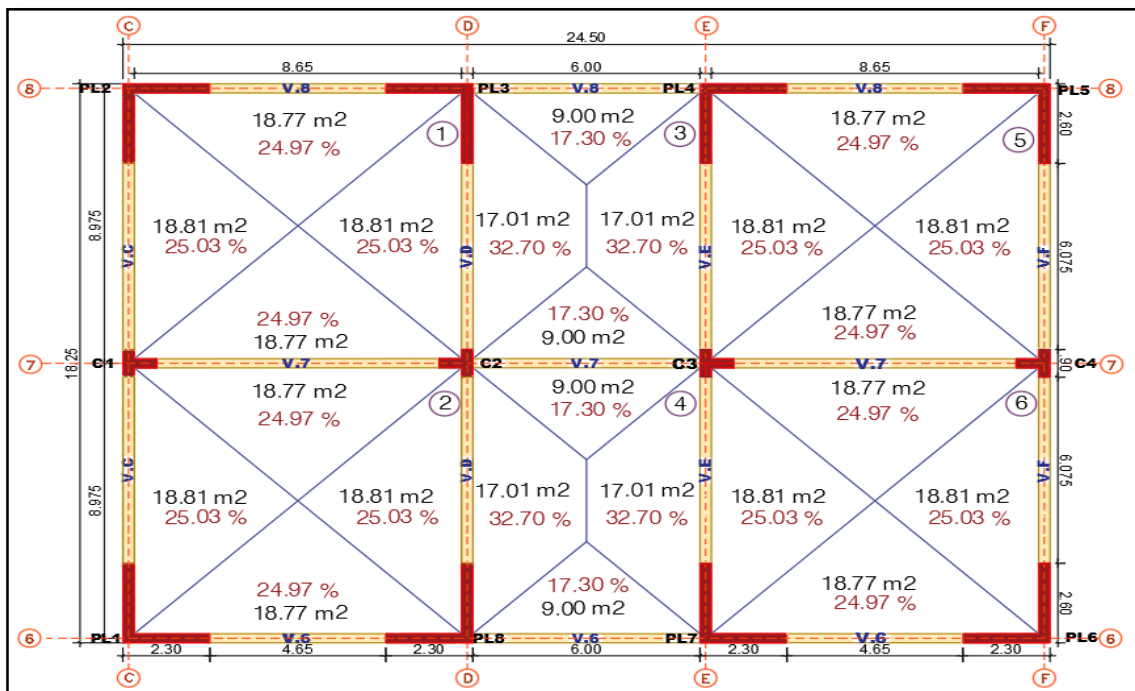
Fuente: Elaboración propia.

**b. Metrado de las vigas del primer al quinto piso**

Como se observa en la figura N° 39, este techo está conformado por losas nervadas bidireccionales generando por su geometría de paños casi cuadrados y apoyos rígidos conformados por vigas peraltadas y/o muros o placas.

El Método del Sobre consiste en dibujar líneas diagonales a 45° hacia el centro de los paños, formando así las áreas tributarias de carga hacia los cuatro lados de cada uno de los paños 1 y 2. De esta manera, la viga 7 recibe del paño 1 el 24.97 % de la carga en la losa, del paño 2, el 24.97 % de la carga, del paño 3, el 17.30 % de la carga, del paño 4, el 17.30 % de la carga, del paño 5, el 24.97 % de la carga y del paño 6, el 24.97 % de la carga.

Figura N° 39: Área tributaria para el metrado de la viga por el método del sobre.



Fuente: Elaboración propia.

VIGAS						
VC- VF-V6-V8						
DETALLE	OPERACIÓN				Metrado	
Peso propio	2400	0.30	0.70	=	504.00	kg
Peso permanente	442.86	4.325		=	1915.37	kg
Sobrecarga	250	4.325		=	1081.25	kg
<b>Total CM</b>				=	<b>2419.37</b>	<b>kg</b>
<b>Total CV</b>				=	<b>1081.25</b>	<b>kg</b>
VD- VE						
DETALLE	OPERACIÓN				Metrado	
Peso propio	2400	0.30	0.70	=	504.00	kg
Peso permanente	442.86	4.325		=	1915.37	kg
	442.86	3.00		=	1328.58	kg
Sobrecarga	250	4.325		=	1081.25	kg
	400	3.00		=	1200.00	kg
<b>Total CM</b>				=	<b>3747.95</b>	<b>kg</b>
<b>Total CV</b>				=	<b>2281.25</b>	<b>kg</b>

Tabla N° 16: Cuadro resumen del metrado de las vigas.

<b>METRADO DE LAS VIGAS</b>						
<b>PISOS</b>	<b>CM</b>	<b>kg</b>	<b>CV</b>	<b>kg</b>	<b>100% CM+ 50% CV</b>	<b>kg</b>
<b>VIGA 7 - TRAMO E-F y C-D</b>	8669.48	kg	4325.00	kg	10831.98	kg
<b>VIGA 7 -TRAMO D-E</b>	3161.16	kg	2400.00	kg	4361.16	kg
<b>VIGA 8 Y 6 - TRAMO C-D</b>	4334.74	Kg	2162.50	kg	5415.99	kg
<b>VIGA 8 Y 6 - TRAMO D-E</b>	3161.16	Kg	2400.00	kg	4361.16	kg
<b>VIGA 8 Y 6- TRAMO E-F</b>	4334.74	Kg	2162.50	kg	5415.99	kg
<b>VIGA EJE C- TRAMO 6-8</b>	4334.74	Kg	2162.50	kg	5415.99	kg
<b>VIGA EJE D- TRAMO 6-8</b>	3747.95	Kg	2281.25	kg	4888.57	kg
<b>VIGA EJE E- TRAMO 6-8</b>	3747.95	Kg	2281.25	kg	4888.57	kg
<b>VIGA EJE F- TRAMO 6-8</b>	4334.74	Kg	2162.50	kg	5415.99	kg

#### 4.2.3. METRADO DE CARGAS EN COLUMNAS

<b>METRADO DE COLUMNAS</b>						
<b>PISOS</b>	<b>CM</b>	<b>ton</b>	<b>CV</b>	<b>ton</b>	<b>TOTAL</b>	<b>ton</b>
<b>Piso típico</b>						
<b>C1</b>	129.90	ton	47.13	ton	177.03	ton
<b>C2</b>	186.85	ton	77.61	ton	264.47	ton
<b>C3</b>	186.85	ton	77.61	ton	264.47	ton
<b>C4</b>	129.90	ton	47.13	ton	177.03	ton
<b>Ultimo piso</b>						
<b>C1</b>	32.48	ton	3.63	ton	36.10	ton
<b>C2</b>	46.71	ton	5.97	ton	52.68	ton
<b>C3</b>	46.71	ton	5.97	ton	52.68	ton
<b>C4</b>	32.48	ton	3.63	ton	36.10	ton
<b>TOTAL</b>					1060.58	ton

#### 4.2.4. METRADO DE CARGAS EN PLACA

METRADO DE PLACAS						
PISOS	CM	ton	CV	ton	TOTAL	ton
<b>Piso típico</b>						
PL1	117.80	ton	34.85	ton	152.65	ton
PL2	117.80	ton	34.85	ton	152.65	ton
PL3	161.29	ton	57.43	ton	218.72	ton
PL4	161.29	ton	57.43	ton	218.72	ton
PL5	117.80	ton	34.85	ton	152.65	ton
PL6	117.80	ton	34.85	ton	152.65	ton
PL7	161.29	ton	57.43	ton	218.72	ton
PL8	161.29	ton	57.43	ton	218.72	ton
<b>Último piso</b>						
PL1	29.45	ton	2.68	ton	32.13	ton
PL2	29.45	ton	2.68	ton	32.13	ton
PL3	40.32	ton	4.42	ton	44.74	ton
PL4	40.32	ton	4.42	ton	44.74	ton
PL5	29.45	ton	2.68	ton	32.13	ton
PL6	29.45	ton	2.68	ton	32.13	ton
PL7	40.32	ton	4.42	ton	44.74	ton
PL8	40.32	ton	4.42	ton	44.74	kg
<b>TOTAL</b>					1792.98	kg

Tabla N° 17: Peso total de la edificación sismorresistente sin sótano.

TOTAL DEL PESO		
1° PISO	592.13	ton
2° PISO	592.13	ton
3° PISO	592.13	ton
4° PISO	592.13	ton
5° PISO	485.05	ton
<b>TOTAL</b>	<b>2,853.56</b>	<b>ton</b>

Fuente: Elaboración propia.



### 4.3. METRADO DE LOS PRINCIPALES ELEMENTOS DE LA EDIFICACIÓN SISMORRESISTENTE CON MURO DE SÓTANO

Como ambas edificaciones tienen la misma estructuración, el metrado de los pisos típicos y del último piso serán iguales así que solo se hará el metrado del sótano.

#### 4.3.1. METRADO DE CARGAS DE LAS PLACAS EN EL SÓTANO

METRADO DE PLACAS						
PISOS	CM	ton	CV	ton	TOTAL	ton
Sótano						
PL1	44.43	Ton	8.71	Ton	53.14	Ton
PL2	44.43	Ton	8.71	Ton	53.14	Ton
PL3	55.32	Ton	14.36	Ton	69.67	Ton
PL4	55.32	Ton	14.36	Ton	69.67	Ton
PL5	44.43	Ton	8.71	Ton	53.14	Ton
PL6	44.43	Ton	8.71	Ton	53.14	Ton
PL7	55.32	Ton	14.36	Ton	69.67	Ton
PL8	55.32	Ton	14.36	Ton	69.67	Ton
<b>TOTAL</b>					491.26	Ton

#### 4.3.2. METRADO DE CARGAS DE LAS COLUMNAS EN EL SÓTANO

METRADO DE COLUMNAS						
PISOS	CM	Ton	CV	Ton	TOTAL	ton
Sótano						
C1	40.71	Ton	11.78	Ton	52.49	Ton
C2	56.69	Ton	19.40	Ton	76.10	Ton
C3	56.69	Ton	19.40	Ton	76.10	Ton
C4	40.71	Ton	11.78	Ton	52.49	Ton
<b>TOTAL</b>					257.18	Ton

Tabla N° 18: Peso total de la edificación sismorresistente con sótano.

TOTAL DEL PESO		
SÓTANO	748.45	ton
1° PISO	592.13	ton
2° PISO	592.13	ton

3° PISO	592.13	ton
4° PISO	592.13	ton
5° PISO	485.05	ton
TOTAL	3,602.02	ton

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.4. MODELO ESTRUCTURAL

Para el modelamiento de la estructura, se empleó la ayuda de los programas de computación ETABS 2016, SAP2000. Para ello, se necesita tener los siguientes datos:

1. Propiedades de materiales
2. Método del modelado
3. Centro de gravedad
4. Centro de rigidez
5. Excentricidad
6. Peso de la edificación.

##### 4.4.1. PROPIEDADES DE MATERIALES

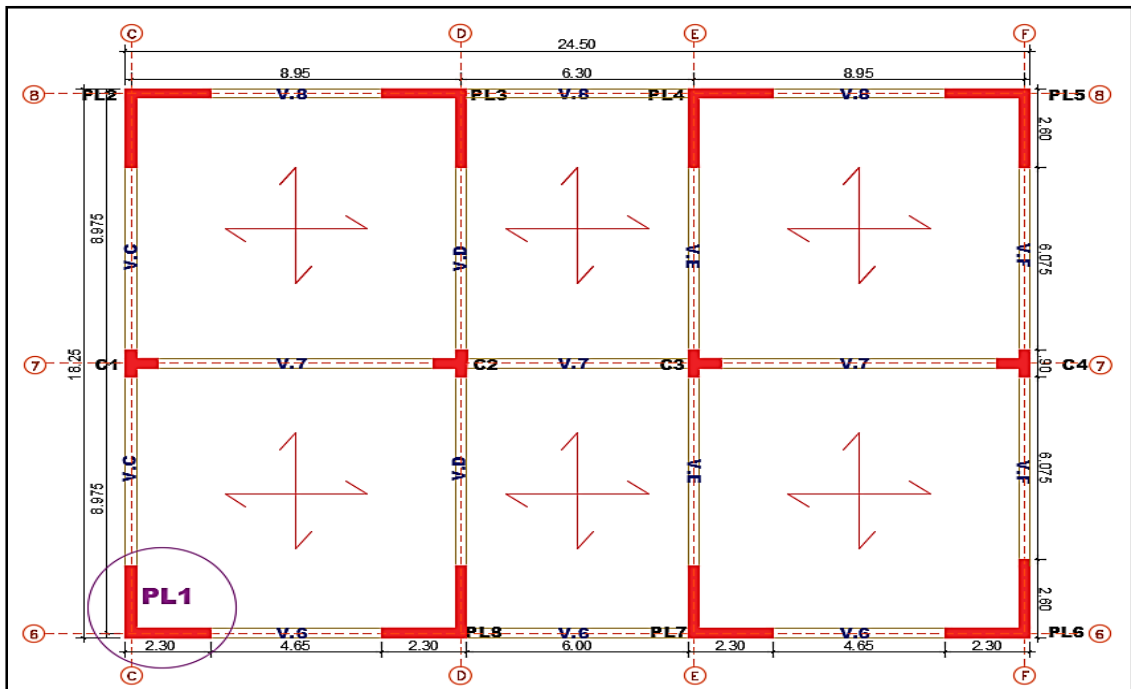
- Concreto  $f'c$  : 210  $\text{kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson: 0.15
- Módulo de Elasticidad:  $15000 \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo de fluencia del acero: 4200  $\text{kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad del acero: 2 100 000  $\text{kg/cm}^2$

##### 4.4.2. MÉTODO DE PÓRTICOS PLANOS

El Método de Pórticos Planos lo recomienda San Bartolomé; este método trata de subdividir el edificio en una serie de pórticos con rigidez sólo en el plano que lo contiene (plano a ser analizado). Después, todos los nudos de los pórticos de un piso deben ser unidos mediante un diafragma rígido.

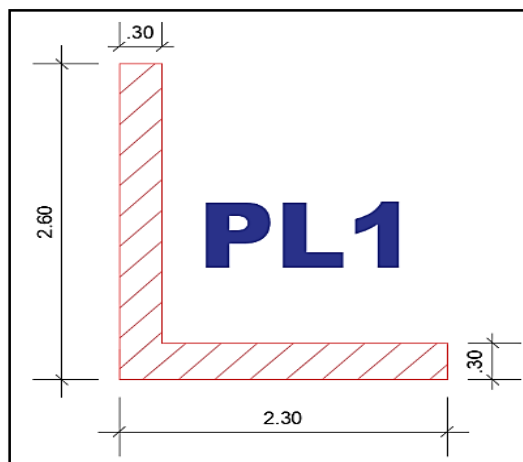
Al tener intersección de placas ortogonales, debe tomarse una porción del muro estructural contributiva transversal a la dirección en análisis, ese ancho efectivo (B) debe ser el 25% de la longitud del muro estructural transversal o 6 veces su espesor, el que sea mayor, pero no mayor que 50% de la longitud de la placa transversal (Ochoa J., 2017, p. 157).

Figura N° 40: Distribución de elementos rígidos de la planta.



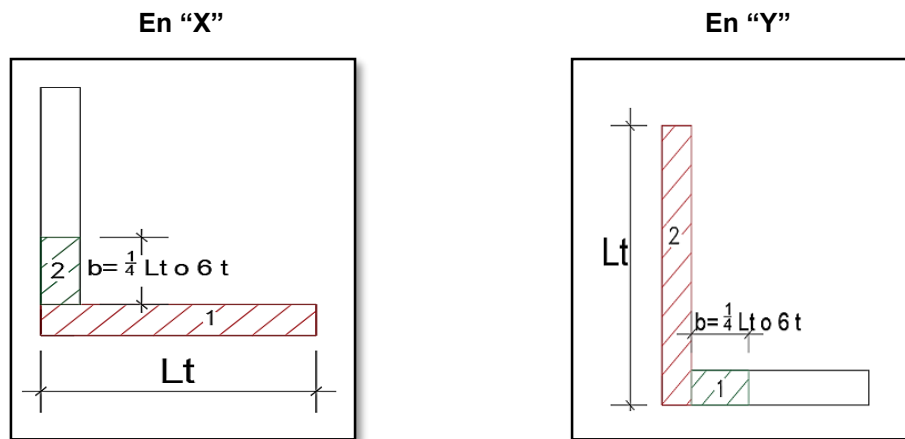
Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 41: Sección de la placa PL1.



Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 42: Ancho contributivo para el análisis en dirección "X" e "Y" de la placa PL1.



Fuente: Adaptado de Ancho contributivo en el análisis de pórticos planos, Ochoa J., 2017, p. 158.

- No debe exceder :  $b = \frac{1}{2} Lt$

Donde:

- $Lt$  = Es la longitud libre de la pared transversal.
- $t$  = espesor

Ancho que contribuye al análisis en cada dirección de la placa 1

- Propiedades de los muros estructurales (placas): Se les establecerá propiedades a los muros sólo en el plano que lo contiene, para la otra dirección se le asignará valores nulos. Considerando que el análisis se realiza en el programa SAP 2000, se identifican los ejes locales.

Eje z =eje local 1 (SAP2000)

Eje x =eje local 2 (SAP2000)

Eje y =eje local 3 (SAP2000)

Tomando la placa (PL1), se obtiene las siguientes propiedades:

Propiedades de la placa 1 (PL1) considerando la porción contributiva en la dirección "Y"		
Ancho Efectivo	$b = \frac{1}{4} \times 2.00 = 0.50$ $b = 6 \times 0.30 = 1.80$ No mayor a $\frac{1}{2} \times 2.00 = 1.00$	$b = 0.50 \text{ m}$
Área Axial	$A1 = 2.60 \times 0.30 + 0.50 \times 0.30$	$A1 = 0.93 \text{ m}^2$
Área de corte	$A2 = 2.60 \times 0.30$	$A2 = 0.78 \text{ m}^2$
Momento de Inercia	$I31 = 2.60 \times 0.30 = 0.78 \times 2.30 / 2$ $I32 = 0.50 \times 0.30 = 0.174 \times 2.75$	$I3 = 1.26 + 0.48 = 1.740 \text{ m}^4$

Propiedades de la placa 1 (PL1) considerando la porción contributiva en la dirección "X"		
Ancho Efectivo	$b = \frac{1}{4} \times 2.30 = 0.58$ $b = 6 \times 0.30 = 1.80$ No mayor $a \frac{1}{2} \times 2.30 = 1.15$	b = 0.65 m
Área Axial	$A1 = 2.30 \times 0.30 + 0.65 \times 0.30$	A1=0.7875 m <sup>2</sup>
Área de corte	$A2 = 2.30 \times 0.30$	A2 = 0.69 m <sup>2</sup>
Momento de Inercia	$I31 = 2.30 \times 0.30 = 0.69 \times 2.30 / 2$ $I32 = 0.65 \times 0.30 = 0.195 \times 2.45$	I3=1.014+0.48=1.499 m <sup>4</sup>

Brazos rígidos: Para el adecuado uso del Método de Pórticos planos, se deben correr brazos rígidos desde el centroide del muro hasta su borde donde nace la viga. De esta manera asegurar que la sección plana de los muros se mantenga planas antes y después de aplicarse las cargas (Hipótesis de Navier). Por otra parte, los brazos rígidos no deben conectarse con los brazos rígidos de los muros perpendiculares, ya que las contribuciones de los muros transversales ya fueron considerados a través del ancho efectivo (Ochoa J., 2017).

#### 4.4.3. CENTRO DE MASAS

Es el punto donde las fuerzas inerciales serán aplicadas en cada piso.

Para realizar el calcular del centro de gravedad se usó las siguientes formulas:

$$C_{xg} = \frac{\sum P_i X_i}{\sum P_i} \quad C_{yg} = \frac{\sum P_i Y_i}{\sum P_i}$$

Donde:

- $P_i$  = Peso del elemento
- $X$ =coordenadas del centroide de cada elemento en el sentido "X"
- $Y$ = coordenadas del centroide de cada elemento en el sentido "Y"

El punto de referencia (0;0) se encuentra en el borde inferior al lado izquierdo de la placa 1 (PL1). La ubicación del centro de masas se puede observar en la figura N° 43.

**Tabla N° 19: Centro de masas de la edificación sismorresistente sin sótano.**

<b>TABULACIÓN</b>						
<b>FUERZA</b>	<b>CARGA AXIAL</b>		<b>CENTRO DE MASAS</b>			
<b>UBICACIÓN</b>	<b>PM</b>	<b>PV</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>(PM+PV)*DX</b>	<b>(PM+PV)*DY</b>
<b>PLACAS</b>						
<b>PL1</b>	165.6599	24.3828	0.65	0.80	123.528	152.034
<b>PL2</b>	165.6599	24.3828	0.65	17.45	123.528	3316.245
<b>PL3</b>	246.0497	55.2978	8.60	17.45	2591.589	5258.514
<b>PL4</b>	246.0497	55.2978	15.90	17.45	4791.425	5258.514
<b>PL5</b>	165.6599	24.3828	23.85	17.45	4532.518	3316.245
<b>PL6</b>	165.6599	24.3828	23.85	0.80	4532.518	152.034
<b>PL7</b>	246.0497	55.2978	15.90	0.80	4791.425	241.078
<b>PL8</b>	246.0497	55.2978	8.60	0.80	2591.589	241.078
<b>COLUMNAS</b>						
<b>C1</b>	202.8059	38.08	0.33	9.125	79.525	2198.997
<b>C2</b>	291.9353	75.62	8.92	9.125	3284.513	3359.998
<b>C3</b>	291.9353	75.62	15.58	9.125	5736.852	3359.998
<b>C4</b>	202.8059	38.08	24.17	9.125	5824.632	2198.997
<b>TOTAL</b>	2636.32	547.65			39003.642	29053.734
					12.250	9.125

Fuente: Elaboración propia.

$$C_{gx} = 12.250 \text{ m}$$

$$C_{gy} = 9.125 \text{ m}$$

**Tabla N° 20: Centro de masas de la edificación sismorresistente con sótano.**

<b>TABULACIÓN</b>						
<b>FUERZA</b>	<b>CARGA AXIAL</b>		<b>CENTRO DE RIGIDEZ</b>			
<b>UBICACIÓN</b>	<b>PM</b>	<b>PV</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>(PM+PV)*DX</b>	<b>(PM+PV)*DY</b>
<b>PLACAS</b>						
<b>PL1</b>	255.43	39.99	0.65	0.80	192.024	117.85
<b>PL2</b>	255.43	39.99	0.65	17.45	192.024	2570.58
<b>PL3</b>	311.70	65.93	8.60	17.45	3247.617	3903.06
<b>PL4</b>	311.70	65.93	15.90	17.45	6004.315	3903.06
<b>PL5</b>	255.43	39.99	23.85	17.45	7045.802	2570.58
<b>PL6</b>	255.43	39.99	23.85	0.80	7045.802	117.85
<b>PL7</b>	311.70	65.93	15.90	0.80	6004.315	178.94
<b>PL8</b>	311.70	65.93	8.60	0.80	3247.617	178.94
<b>COLUMNAS</b>						
<b>C1</b>	211.16	35.56	0.33	9.125	81.417	667.32
<b>C2</b>	335.98	89.42	8.92	9.125	3794.558	3885.40
<b>C3</b>	335.98	89.42	15.58	9.125	6627.715	3885.40
<b>C4</b>	211.16	35.56	24.17	9.125	5963.155	667.32
<b>TOTAL</b>	3362.787	673.650			49446.358	22646.28
					12.250	9.125

Fuente: Elaboración propia.

$$C_{gx} = 12.250 \text{ m}$$

$$C_{gy} = 9.125 \text{ m}$$

Tabla N° 21: Centro de rigidez en "X" para la edificación sismorresistente sin sótano y otro similar con sótano.

ELEMENTO	t (m)	LONGITUD (m)	ALTURA (m)	Em.t	4(h/l) <sup>3</sup>	3(h/l)	K	X (m)	Kx
PL1	0.30	2.30	3.20	652111953.6	10.77274595	4.173913043	43629278.88	0.65	28359031.269
PL2	0.30	2.30	3.20	652111953.6	10.77274595	4.173913043	43629278.88	0.65	28359031.269
PL3	0.30	2.30	3.20	652111953.6	10.77274595	4.173913043	43629278.88	8.60	375211798.330
PL4	0.30	2.30	3.20	652111953.6	10.77274595	4.173913043	43629278.88	15.90	693705534.121
PL5	0.30	2.30	3.20	652111953.6	10.77274595	4.173913043	43629278.88	23.85	1040558301.182
PL6	0.30	2.30	3.20	652111953.6	10.77274595	4.173913043	43629278.88	23.85	1040558301.182
PL7	0.30	2.30	3.20	652111953.6	10.77274595	4.173913043	43629278.88	15.90	693705534.121
PL8	0.30	2.30	3.20	652111953.6	10.77274595	4.173913043	43629278.88	8.60	375211798.330
C1	0.30	0.90	3.20	652111953.6	179.7969822	10.66666667	3423813.193	0.33	1129858.354
C2	0.30	0.90	3.20	652111953.6	179.7969822	10.66666667	3423813.193	8.92	30540413.678
C3	0.30	0.90	3.20	652111953.6	179.7969822	10.66666667	3423813.193	15.58	53343009.540
C4	0.30	0.90	3.20	652111953.6	179.7969822	10.66666667	3423813.193	24.17	82753564.864
							362729483.77		4443436176.238
<b>Centro rigidez en "X"</b>									12.250

Fuente: Elaboración propia.

$$C_{rx} = 12.250 \text{ m}$$

Tabla N° 22: Centro de rigidez en “Y” para la edificación sismorresistente sin sótano y otro similar con sótano.

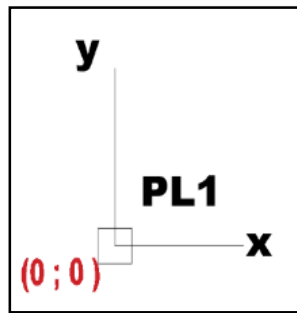
ELEMENTO	t (m)	LONGITUD (m)	ALTURA (m)	Em.t	4(h/l)3	3(h/l)	K	Y (m)	Kx
PL1	0.3	2.60	3.20	652111953.6	7.457441966	3.692307692	58486690.15	0.80	46789352.123
PL2	0.3	2.60	3.20	652111953.6	7.457441966	3.692307692	58486690.15	17.45	1020592743.187
PL3	0.3	2.60	3.20	652111953.6	7.457441966	3.692307692	58486690.15	17.45	1020592743.187
PL4	0.3	2.60	3.20	652111953.6	7.457441966	3.692307692	58486690.15	17.45	1020592743.187
PL5	0.3	2.60	3.20	652111953.6	7.457441966	3.692307692	58486690.15	17.45	1020592743.187
PL6	0.3	2.60	3.20	652111953.6	7.457441966	3.692307692	58486690.15	0.80	46789352.123
PL7	0.3	2.60	3.20	652111953.6	7.457441966	3.692307692	58486690.15	0.80	46789352.123
PL8	0.3	2.60	3.20	652111953.6	7.457441966	3.692307692	58486690.15	0.80	46789352.123
C1	0.3	0.90	3.20	652111953.6	179.7969822	10.66666667	3423813.193	9.125	31242295.382
C2	0.3	0.90	3.20	652111953.6	179.7969822	10.66666667	3423813.193	9.125	31242295.382
C3	0.3	0.90	3.20	652111953.6	179.7969822	10.66666667	3423813.193	9.125	31242295.382
C4	0.3	0.90	3.20	652111953.6	179.7969822	10.66666667	3423813.193	9.125	31242295.382
							481588774.00		4394497562.769
<b>Centro rigidez en “Y”</b>									9.125

Fuente: Elaboración propia.

$$C_{ry} = 9.125 \text{ m}$$

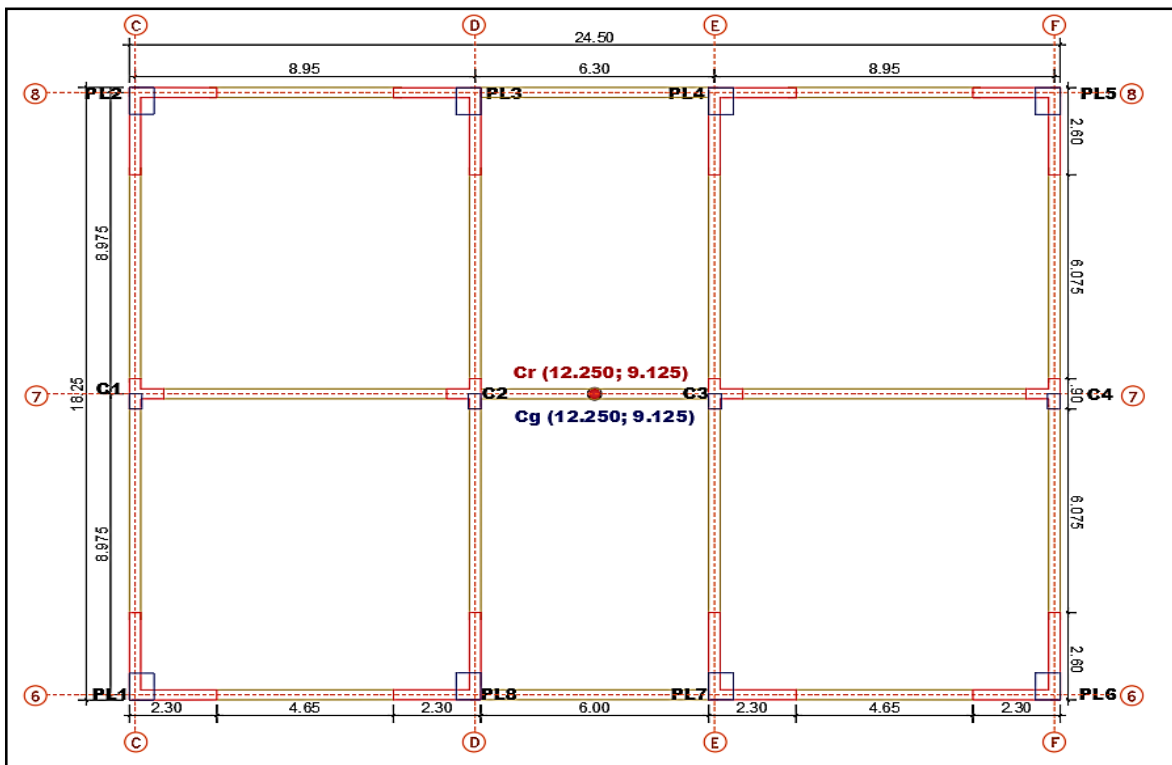


Figura N° 43: Punto de referencia de la edificación sismorresistente.



Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 44: Ubicación del centro de gravedad y el centro de rigidez para la edificación con sótano y otro similar sin sótano.



Fuente: Elaboración propia.

#### 4.4.4. EXCENTRICIDAD

La excentricidad es la distancia entre el centro de rigidez y el centro de gravedad.

Según el reglamento nacional de edificaciones E.030 en su artículo 4.6.5, contempla una excentricidad accidental, considerando el posible desplazamiento del centro de gravedad en el momento que se produce el sismo porque podría ocurrir que existan ambientes libres de cargas vivas. Asimismo, puede suceder que se produzca el desplazamiento del centro de rigidez a consecuencia de posibles defectos en la construcción que perturben la rigidez prevista en los muros estructurales (placas).

La excentricidad obtenida con los cálculos efectuados es la siguiente:

Centro de Rigidez (m)	Centro de Gravedad (m)	Excentricidad
12.250	12.250	$e_x = 0$
9.125	9.125	$e_y = 0$

#### 4.4.5. PESO DE LA EDIFICACIÓN (P)

En la Norma E.030 (Diseño Sismorresistente), capítulo 4, artículo 4.3, el peso de la edificación (P) se calcula adicionando al 100 % de la carga muerta, un porcentaje de la carga viva. Este porcentaje se determina de la siguiente manera:

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

Para este caso, la edificación pertenece a la categoría A (Academia), por lo tanto, la estimación del peso (P) se calcula mediante la siguiente expresión en general:

$$P = 100\%CM + 50\%CV$$

#### 4.4.6. PARA LA EDIFICACIÓN SISMORRESISTENTE SIN SÓTANO

TIPO DE ELEMENTO	PISO TÍPICO		ÚLTIMO PISO		TOTAL	
	PM	PV	PM	PV	PM	PV
PL1	29.45	8.71	29.45	2.68	147.251	37.528
PL2	29.45	8.71	29.45	2.68	147.251	37.528
PL3	40.32	14.36	40.32	4.42	201.617	61.849
PL4	40.32	14.36	40.32	4.42	201.617	61.849
PL5	29.45	8.71	29.45	2.68	147.251	37.528
PL6	29.45	8.71	29.45	2.68	147.251	37.528
PL7	40.32	14.36	40.32	4.42	201.617	61.849
PL8	40.32	14.36	40.32	4.42	201.617	61.849
C1	32.48	11.78	32.48	3.63	162.381	50.754
C2	46.71	19.40	46.71	5.97	233.567	83.585
C3	46.71	19.40	46.71	5.97	233.567	83.585
C4	32.48	11.78	32.48	3.63	162.381	50.754
<b>TOTAL</b>	<b>437.48</b>	<b>154.65</b>	<b>437.48</b>	<b>47.57</b>	<b>2187.372</b>	<b>666.19</b>

El peso total de la edificación es 2853.56 ton

#### CÁLCULO DE DENSIDAD

PESO (ton)	ÁREA CONSTRUIDA (m <sup>2</sup> )	DENSIDAD (ton/m <sup>2</sup> )
2,853.56	2,235.63	1.27

Cuando se realizó el predimensionamiento, se consideró 1 ton/m<sup>2</sup> para poder calcular el peso aproximado de la edificación; en esta etapa, se logra demostrar que esta aproximación tiende a ser muy cercana al peso real.

#### 4.4.7. PARA LA EDIFICACIÓN SISMORRESISTENTE CON SÓTANO

TIPO DE ELEMENTO	SÓTANO		PISO TÍPICO		ÚLTIMO PISO		TOTAL	
	PM	PV	PM	PV	PM	PV	PM	PV
PL1	44.43	8.71	29.45	8.71	29.45	2.68	191.680	46.240
PL2	44.43	8.71	29.45	8.71	29.45	2.68	191.680	46.240
PL3	55.32	14.36	40.32	14.36	40.32	4.42	256.934	76.207
PL4	55.32	14.36	40.32	14.36	40.32	4.42	256.934	76.207
PL5	44.43	8.71	29.45	8.71	29.45	2.68	191.680	46.240
PL6	44.43	8.71	29.45	8.71	29.45	2.68	191.680	46.240
PL7	55.32	14.36	40.32	14.36	40.32	4.42	256.934	76.207
PL8	55.32	14.36	40.32	14.36	40.32	4.42	256.934	76.207
C1	40.71	11.78	32.48	11.78	32.48	3.63	203.092	62.536
C2	56.69	19.40	46.71	19.40	46.71	5.97	290.262	102.989
C3	56.69	19.40	46.71	19.40	46.71	5.97	290.262	102.989
C4	40.71	11.78	32.48	11.78	32.48	3.63	203.092	62.536
<b>TOTAL</b>	593.79	154.65	437.48	154.65	437.48	47.57	2781.166	820.84

El peso total de la edificación es 3602.006 ton.

#### CÁLCULO DE DENSIDAD

PESO (ton)	ÁREA CONSTRUIDA (m <sup>2</sup> )	DENSIDAD (ton/m <sup>2</sup> )
3,602.006	2,655.375	1.35

Cuando se realizó el predimensionamiento, se consideró 1 ton/m<sup>2</sup> para poder calcular el peso aproximado de la edificación; en esta etapa, se puede comprobar que esa aproximación tiende a ser muy cercana al peso real.

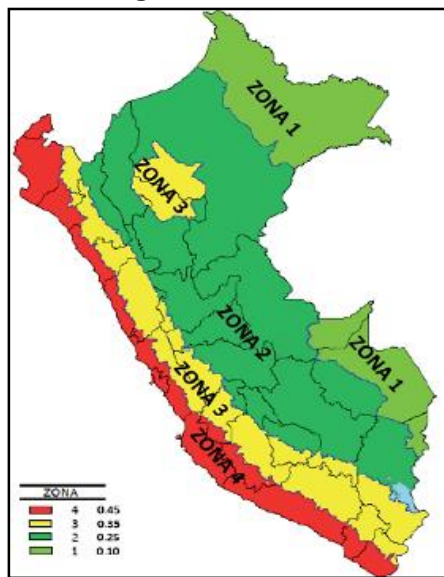
## 4.5. PELIGRO SÍSMICO

### 4.5.1. PARÁMETROS DE DISEÑO

#### 4.5.1.1. Factor de zona (z)

Este factor se proporciona dependiendo de la zona como se indica en la Figura N° 41, como lo indica la tabla N°23 del RNE E. 030. Para ambos proyectos, el  $Z = 0.35$  por estar ubicado en la provincia de Huancayo.

Figura N° 45: Mapa del Perú dividido según zonificación.



Fuente: Tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones E.030, 2017.

Tabla N° 23: Factores de Zona.

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

Fuente: Adaptado del Reglamento Nacional de Edificaciones E. 030, 2017.

#### 4.5.1.2. Condiciones geotécnicas - perfiles de suelo

Se identifica el tipo de perfil del suelo de acuerdo a las características que da el EMS. Para ambos proyectos, el tipo de perfil de suelo es  $S_2$  de acuerdo a sus características se encuentra en suelos intermedios.

Tabla N° 24: Clasificación de perfiles de suelo.

TIPOS DE PERFILES DE SUELOS		
TIPO	NOMBRE	$\bar{v}_s$ (Velocidad de propagación de onda)
$S_0$	Roca dura	> 1500 m/s
$S_1$	Roca o Suelos Muy Rígidos	500 m/s a 1500 m/s
$S_2$	Suelos Intermedios	180 m/s a 500 m/s
$S_3$	Suelos Blandos	< 180 m/s
$S_4$	Condiciones Excepcionales	Clasificación basada en el EMS

Fuente: Adaptado del Reglamento Nacional de Edificaciones E. 030, 2017.

#### 4.5.1.3. Parámetros de sitio

Se seleccionará el factor de suelo ( $s$ ) de acuerdo a la zona y al tipo de perfil del suelo. Para ambas estructuras el factor de suelo  $S = 1.15$ . Para  $T_p = 0.6$  y  $T_L = 2.0$  como se puede verificar en la tabla N° 25 y tabla N° 26.

Tabla N° 25: Factor de suelo "S".

Factores de suelo "s"				
	$S_0$	$S_1$	$S_2$	$S_3$
$Z_3$	0.80	1.00	1.15	1.20

Fuente: Adaptado del Reglamento Nacional de Edificaciones E. 030, 2017.

Tabla N° 26: Periodos  $T_p$  y  $T_L$  según el tipo de suelo.

PERÍODOS “ $T_p$ ” Y “ $T_L$ ”				
	$S_0$	$S_1$	$S_2$	$S_3$
$T_p$ (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
$T_L$ (S)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: Adaptado del Reglamento Nacional de Edificaciones E. 030, 2017.

#### 4.5.1.4. Periodo fundamental (t)

$$T = 2. \pi. \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i. d^2)}{(\sum_{i=1}^n f_i. d_i)}}$$

Donde:

- $f_i$  = “Fuerza lateral en el nivel  $i$  correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis” (Reglamento Nacional de Edificaciones E.030, 2016, p. 390).
- $d_i$  = “Desplazamiento lateral del centro de masa del nivel  $i$  en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas  $f_i$ ” (Reglamento Nacional de Edificaciones E.030, 2016, p. 390).

Tabla N° 27: Cuadro del cálculo del periodo fundamental en el sentido “x” de la edificación sin sótano.

X								
Piso	Altura	Peso	pxh	Ci	Fi	Di	pix Di2	FixDi
Piso 5	3.20	518.4790	1659.1328	0.1793	129.1522	0.01763	0.1612	2.2775
Piso 4	3.20	593.2675	1898.4560	0.2052	147.7819	0.01385	0.1138	2.0463
Piso 3	3.20	593.2675	1898.4560	0.2052	147.7819	0.00964	0.0552	1.4249
Piso 2	3.20	593.2675	1898.4560	0.2052	147.7819	0.00541	0.0174	0.7992
Piso 1	3.20	593.2675	1898.4560	0.2052	147.7819	0.00180	0.0019	0.2666
<b>Total</b>		2891.5490	9252.9568	1.0000	720.2800		0.3494	6.8145

$T_x$	=	0.386
w	=	16.273
f	=	2.590
Eigen valor	=	264.805

Fuente: Propia.

**Tabla N° 28: Cuadro del cálculo del periodo fundamental en el sentido “y” de la edificación sin sótano.**

Y								
Piso	Altura	Peso	pxh	Ci	Fi	Di	pix Di2	FixDi
Piso 5	3.20	518.4790	1659.1328	0.1793	129.1522	0.0164	0.1397	2.1196
Piso 4	3.20	593.2675	1898.4560	0.2052	147.7819	0.0127	0.0954	1.8740
Piso 3	3.20	593.2675	1898.4560	0.2052	147.7819	0.0087	0.0445	1.2804
Piso 2	3.20	593.2675	1898.4560	0.2052	147.7819	0.0048	0.0135	0.7060
Piso 1	3.20	593.2675	1898.4560	0.2052	147.7819	0.0016	0.0015	0.2316
Total		2891.5490	9252.9568	1.0000	720.2800		0.2946	6.2116

Ty	=	0.371
W	=	16.920
F	=	2.693
Eigen valor	=	286.301

Fuente: Propia.

**Tabla N° 29: Cuadro del cálculo del periodo fundamental en el sentido “x” de la edificación con sótano.**

x								
Piso	Altura	Peso	pxh	ci	Fi	Di	pix Di2	FixDi
Piso 5	3.20	518.4790	1659.1328	0.1793	129.1522	0.0200	0.2070	2.5808
Piso 4	3.20	593.2675	1898.4560	0.2052	147.7819	0.0159	0.1505	2.3536
Piso 3	3.20	593.2675	1898.4560	0.2052	147.7819	0.0114	0.0771	1.6843
Piso 2	3.20	593.2675	1898.4560	0.2052	147.7819	0.0067	0.0270	0.9974
Piso 1	3.20	593.2675	1898.4560	0.2052	147.7819	0.0026	0.0039	0.3798
Base		2891.5490	9252.9568	1.0000	720.2800		0.4655	7.9959

Tx	=	0.411
w	=	15.271
f	=	2.431
Eigen valor	=	233.218

Fuente: Propia.



**Tabla N° 30: Cuadro del cálculo del periodo fundamental en el sentido “y” de la edificación con sótano.**

<b>y</b>								
Piso	Altura	Peso	pxh	Ci	Fi	Di	pix Di <sup>2</sup>	FixDi
Piso 5	3.20	518.4790	1659.1328	0.1793	129.1522	0.0210	0.2280	2.7086
Piso 4	3.20	593.2675	1898.4560	0.2052	147.7819	0.0165	0.1614	2.4377
Piso 3	3.20	593.2675	1898.4560	0.2052	147.7819	0.0116	0.0805	1.7212
Piso 2	3.20	593.2675	1898.4560	0.2052	147.7819	0.0069	0.0279	1.0127
Piso 1	3.20	593.2675	1898.4560	0.2052	147.7819	0.0026	0.0041	0.3870
Base		2891.5490	9252.9568	1.0000	720.2800		0.5019	8.2673

Ty	=	0.420
w	=	14.956
f	=	2.380
Eigen valor	=	223.667

Fuente: Propia.

#### 4.5.1.5. Factor de amplificación sísmica

Este factor depende del periodo, del suelo y del tipo de estructura. Para obtener el factor de amplificación sísmica (C), se debe tener en cuenta las siguientes expresiones:

**Tabla N° 31: Factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.**

$T < T_p$	<b>C = 2,5</b>
$T_p < T < T_L$	<b>C = 2,5 x <math>\frac{T_p}{T}</math></b>
$T > T_L$	<b>C = 2,5 x <math>\frac{T_p \times T_L}{T^2}</math></b>

Fuente: Adaptado del Reglamento Nacional de Edificaciones E. 030, 2017.

Se tienen los siguientes datos según las condiciones geotécnicas: TP=0.6s y TL=2s.

Al obtener los períodos fundamentales en cada dirección de análisis, se puede calcular los factores de amplificación sísmica, los cuales se observan en la siguiente tabla:

PERIODO FUNDAMENTAL	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C)
T x = 0.33s	2.50
T y = 0.35s	2.50

#### 4.5.1.6. Categorías de las edificaciones y factor de uso (u)

Para escoger este factor va a depender del uso que tendrá nuestra estructura. Para los proyectos que tenemos de acuerdo a la tabla N° 32 el factor de uso U = 1.5, porque la utilidad que tendrán ambos proyectos es para educación.

Tabla N° 32: Categoría de las Edificaciones y factor de uso.

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR (U)
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo, y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1.5

Fuente: Adaptado del Reglamento Nacional de Edificaciones E. 030, 2017.

#### 4.5.1.7. Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas (Ro)

Los sistemas estructurales estarán clasificados de acuerdo al tipo de materiales utilizados y al sistema de estructuración sismorresistente en cada una de las direcciones de análisis. (ver tabla N°33)

Tabla N° 33: Sistemas Estructurales.

Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción $R_o$ (*)
<b>Concreto Armado</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Fuente: Adaptado del RNE E. 030, 2017.

El coeficiente básico de reducción  $R_o = 6$  debido a que por lo menos el 80 % de la fuerza cortante lo absorbe las placas o muros estructurales (Capítulo 21- de la Norma E.060). Esto se puede verificar en los cálculos que a continuación se muestran.

**a. Verificación del cortante que absorben las placas.**

- Dirección X-X

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	V2	V3
				tonf	tonf
Story1	P1	SEX	Bottom	-21.99	-72.01
Story1	P2	SEX	Bottom	33.38	-80.52
Story1	P3	SEX	Bottom	-27.39	-82.84
Story1	P4	SEX	Bottom	27.39	-82.84
Story1	P5	SEX	Bottom	-33.38	-80.52
Story1	P6	SEX	Bottom	21.99	-72.01
Story1	P7	SEX	Bottom	-27.81	-77.46
Story1	P8	SEX	Bottom	27.81	-77.46
<b>Cortante que absorben los muros en X</b>				0.00	-625.67
<b>% del V basal</b>					<b>85.89%</b>

- Dirección Y-Y

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	V2	V3
				tonf	Tonf
Story1	P1	SEY	Bottom	71.71	17.78
Story1	P2	SEY	Bottom	71.71	-17.78
Story1	P3	SEY	Bottom	80.50	27.37
Story1	P4	SEY	Bottom	81.06	-20.12
Story1	P5	SEY	Bottom	87.06	29.24
Story1	P6	SEY	Bottom	87.06	-29.24
Story1	P7	SEY	Bottom	81.06	20.12
Story1	P8	SEY	Bottom	80.50	-27.37
<b>Cortante que absorben los muros en Y</b>				640.65	0.00
<b>% del V basal</b>				<b>87.95%</b>	

**b. Verificación del cortante que absorben las columnas.**

- Dirección X-X

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	V2	V3
				tonf	tonf
Story1	C1	SEX	Bottom	1.25	-22.80
Story1	C2	SEX	Bottom	0.35	-28.57
Story1	C3	SEX	Bottom	-0.35	-28.57
Story1	C4	SEX	Bottom	-1.25	-22.80
<b>Cortante que absorben los muros en X</b>				0.00	-102.75
<b>% del V basal</b>					<b>14.11%</b>

- Dirección Y-Y

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	V2	V3
				tonf	tonf
Story1	C1	SEY	Bottom	18.61	0.00
Story1	C2	SEY	Bottom	23.12	0.00
Story1	C3	SEY	Bottom	24.05	0.00
Story1	C4	SEY	Bottom	21.99	0.00
<b>Cortante que absorben los muros en Y</b>				87.78	0.00
<b>% del V basal</b>				<b>12.05%</b>	

Tabla N° 34: Distribución de la cortante basal en las placas y columnas en porcentajes.

Elementos estructurales	Cortante basal en la dirección x.	Cortante basal en la dirección y.
Placas (%)	85.89	87.95
Columnas (%)	14.11	12.05
Total (%)	100.00	100.00

Fuente: Propia.

#### 4.5.1.8. Factores de irregularidad ( $I_a$ , $I_p$ )

##### 4.5.1.8.1. Irregularidades estructurales en altura

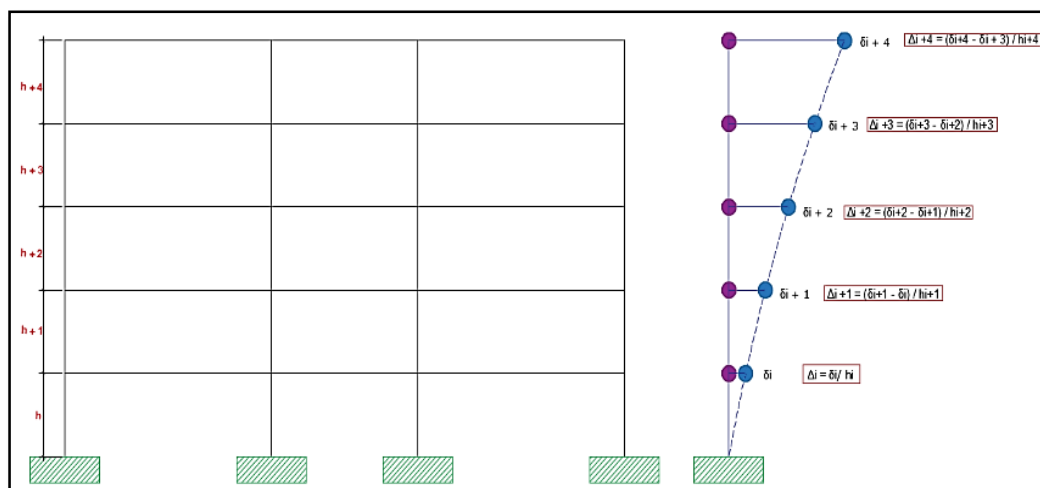
a. Rigidez - Piso blando ( $I_a = 0.75$ ):

Para que se presente este tipo de irregularidad, deberá de cumplir lo siguiente:

- Cuando la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.

La representación gráfica de la irregularidad de rigidez-piso blando es la siguiente:

Figura N° 46: Ilustración de Irregularidad de Rigidez – Piso blando según RNE. E. 030.



Fuente: Propia

Se realiza los cálculos correspondientes para verificar si existe irregularidad de rigidez– piso blando (la = 0.75) obteniendo los siguientes resultados.

**Tabla N° 35: Cuadro resumen de irregularidad de rigidez – piso blando en el sentido xx de la edificación sin sótano.**

			Desplazamientos Máximos	Desplazamiento relativo o deriva	Desplazamiento. Piso inf./Des.Piso sup.			
Piso 5	Sismo estático xx	x	0.01763	0.003787	1.110378	<	1.4	Regular
Piso 4	Sismo estático xx	x	0.01385	0.004205	1.006897	<	1.4	Regular
Piso 3	Sismo estático xx	x	0.00964	0.004234	0.851205	<	1.4	Regular
Piso 2	Sismo estático xx	x	0.00541	0.003604	0.500555	<	1.4	Regular
Piso 1	Sismo estático xx	x	0.00180	0.001804	0			

Fuente: Propia.

**Tabla N° 36: Cuadro resumen de irregularidad de rigidez – piso blando en el sentido yy de la edificación sin sótano.**

			Desplazamientos Máximos	Desplazamiento relativo o deriva	Desplazamiento. Piso inf./Des.Piso sup.			
Piso 5	Sismo estático yy	y	0.01787	0.004068	1.075221	<	1.4	Regular
Piso 4	Sismo estático yy	y	0.01381	0.004374	0.967307	<	1.4	Regular
Piso 3	Sismo estático yy	y	0.00943	0.004231	0.825337	<	1.4	Regular
Piso 2	Sismo estático yy	y	0.00520	0.003492	0.489118	<	1.4	Regular
Piso 1	Sismo estático yy	y	0.00171	0.001708	0			

Fuente: Propia.

**Tabla N° 37: Cuadro resumen de irregularidad de rigidez – piso blando en el sentido xx de la edificación con sótano.**

			Desplazamientos Máximos	Desplazamiento relativo o deriva	Desplazamiento. Piso inf./Des.Piso sup.			
Piso 5	Sismo estático xx	x	0.01998	0.004057	1.116342	<	1.4	Regular
Piso 4	Sismo estático xx	x	0.01593	0.004529	1.026275	<	1.4	Regular

Piso 3	Sismo estático xx	x	0.01140	0.004648	0.899096	<	1.4	Regular
Piso 2	Sismo estático xx	x	0.00675	0.004179	0.614980	<	1.4	Regular
Piso 1	Sismo estático xx	x	0.00257	0.00257	0			

Fuente: Propia.

Tabla N° 38: Cuadro resumen de irregularidad de rigidez – piso blando en el sentido yy de la edificación con sótano.

			Desplazamientos Máximos	Desplazamiento relativo o deriva	Desplazamiento. Piso inf./Des.Piso sup.			
Piso 5	Sismo estático yy	y	0.02097	0.004477	1.082868	<	1.4	Regular
Piso 4	Sismo estático yy	y	0.01650	0.004848	0.988861	<	1.4	Regular
Piso 3	Sismo estático yy	y	0.01165	0.004794	0.883187	<	1.4	Regular
Piso 2	Sismo estático yy	y	0.00685	0.004234	0.618564	<	1.4	Regular
Piso 1	Sismo estático yy	y	0.00262	0.002619	0			

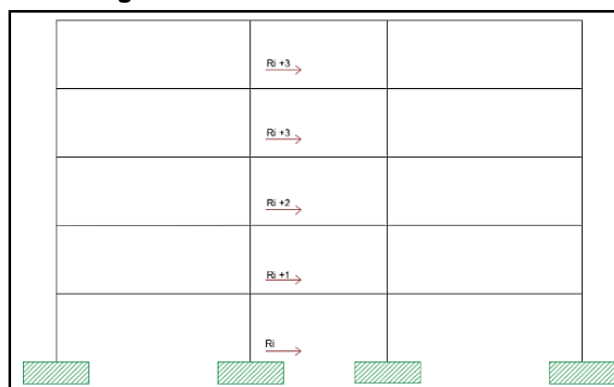
Fuente: Propia.

b. Resistencia - Piso débil ( $I_a = 0.75$ ):

La irregularidad de resistencia se presenta cuando, en cualquiera de las direcciones de estudio, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

La representación gráfica de la irregularidad de resistencia-piso débil es la siguiente:

Figura N° 47: Ilustración de Irregularidad de resistencia – Piso débil según RNE. E. 030.



Fuente: Propia.

Se realiza los cálculos correspondientes para verificar si existe irregularidad de resistencia– piso débil ( $\lambda = 0.75$ ) obteniendo los siguientes resultados.

**Tabla N° 39: Cuadro resumen de irregularidad de resistencia – piso débil en el sentido xx de la edificación sin sótano.**

			Vx	Dif. Cortante por piso		%		%	
Story5	Sismo estático xx	Top	-219.22						
Story5	Sismo estático xx	Bottom	-219.22	1.914241	>	191.42	>	80	Regular
Story4	Sismo estático xx	Top	-419.64						
Story4	Sismo estático xx	Bottom	-419.64	1.358212	>	135.82	>	80	Regular
Story3	Sismo estático xx	Top	-569.96						
Story3	Sismo estático xx	Bottom	-569.96	1.175819	>	117.58	>	80	Regular
Story2	Sismo estático xx	Top	-670.17						
Story2	Sismo estático xx	Bottom	-670.17	1.074477	>	107.48	>	80	Regular
Story1	Sismo estático xx	Top	-720.28						
Story1	Sismo estático xx	Bottom	-720.28	0					

Fuente: Propia.

**Tabla N° 40: Cuadro resumen de irregularidad de resistencia – piso débil en el sentido yy de la edificación sin sótano.**

			Vy	Dif. Cortante por piso		%		%	
Story5	Sismo estático yy	Top	-219.22						
Story5	Sismo estático yy	Bottom	-219.22	1.914241	>	191.42	>	80	Regular
Story4	Sismo estático yy	Top	-419.64						
Story4	Sismo estático yy	Bottom	-419.64	1.358212	>	135.82	>	80	Regular
Story3	Sismo estático yy	Top	-569.96						
Story3	Sismo estático yy	Bottom	-569.96	1.175819	>	117.58	>	80	Regular
Story2	Sismo estático yy	Top	-670.17						
Story2	Sismo estático yy	Bottom	-670.17	1.074772	>	107.48	>	80	Regular
Story1	Sismo estático yy	Top	-720.28						
Story1	Sismo estático yy	Bottom	-720.28	0					

Fuente: Propia.



**Tabla N° 41: Cuadro resumen de irregularidad de resistencia – piso débil en el sentido xx de la edificación con sótano.**

			Vx	Dif. Cortante por piso		%		%	
Story5	Sismo estático xx	Top	-219.22						
Story5	Sismo estático xx	Bottom	-219.22	1.914241	>	191.42	>	80	Regular
Story4	Sismo estático xx	Top	-419.64						
Story4	Sismo estático xx	Bottom	-419.64	1.358212	>	135.82	>	80	Regular
Story3	Sismo estático xx	Top	-569.96						
Story3	Sismo estático xx	Bottom	-569.96	1.175819	>	117.58	>	80	Regular
Story2	Sismo estático xx	Top	-670.17						
Story2	Sismo estático xx	Bottom	-670.17	1.074772	>	107.48	>	80	Regular
Story1	Sismo estático xx	Top	-720.28						
Story1	Sismo estático xx	Bottom	-720.28	0					

Fuente: Propia.

**Tabla N° 42: Cuadro resumen de irregularidad de resistencia – piso débil en el sentido yy de la edificación con sótano.**

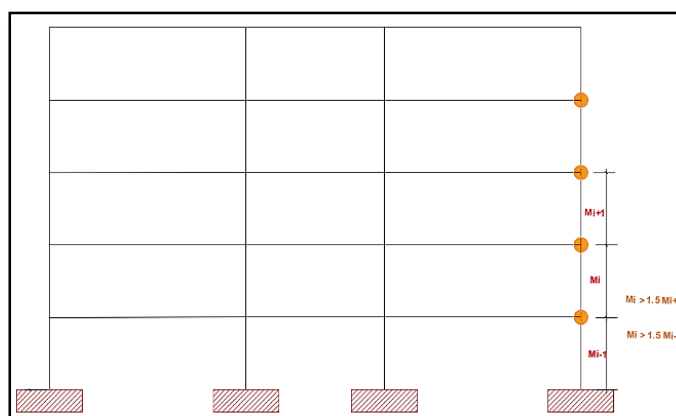
			Vy	Dif. Cortante por piso		%		%	
Story5	Sismo estático yy	Top	-219.22						
Story5	Sismo estático yy	Bottom	-219.22	1.914241	>	191.42	>	80	Regular
Story4	Sismo estático yy	Top	-419.64						
Story4	Sismo estático yy	Bottom	-419.64	1.358212	>	135.82	>	80	Regular
Story3	Sismo estático yy	Top	-569.96						
Story3	Sismo estático yy	Bottom	-569.96	1.175819	>	117.58	>	80	Regular
Story2	Sismo estático yy	Top	-670.17						
Story2	Sismo estático yy	Bottom	-670.17	1.074772	>	107.48	>	80	Regular
Story1	Sismo estático yy	Top	-720.28						
Story1	Sismo estático yy	Bottom	-720.28	0					

Fuente: Propia.

c. Masa o peso ( $I_a = 0.90$ ):

La irregularidad de masa o peso se presenta cuando el peso sísmico de un piso es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no es aplicable para azoteas ni sótanos. Para ambos proyectos se consideró el 50% de la carga viva según especificaciones.

Figura N° 48: Ilustración de irregularidad de masa o peso según RNE. E. 030.



Fuente: Propia.

Tabla N° 43: Cuadro resumen de irregularidad de masa o peso de la edificación sin sótano.

Piso	Mx	My	Dif. Masa xx	Dif. Masa yy		
Piso 5	52.85209	52.85209	0.873938	0.873938	<	1.5
Piso 4	60.47579	60.47579	1	1	<	1.5
Piso 3	60.47579	60.47579	1	1	<	1.5
Piso 2	60.47579	60.47579	1	1	<	1.5
Piso 1	60.47579	60.47579	30.28316834	30.28316834	No aplica	
Base	1.99701	1.99701				

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 44: Cuadro resumen de irregularidad de masa o peso de la edificación con sótano.

Piso	Mx	My	Dif. Masa xx	Dif. Masa yy		
Piso 5	52.85209	52.85209	0.873938	0.873938	<	1.5
Piso 4	60.47579	60.47579	1	1	<	1.5
Piso 3	60.47579	60.47579	1	1	<	1.5
Piso 2	60.47579	60.47579	1	1	<	1.5
Piso 1	60.47579	60.47579	12.343434	12.343434	No aplica	
Base	4.89943	4.89943				

Fuente: Elaboración propia.

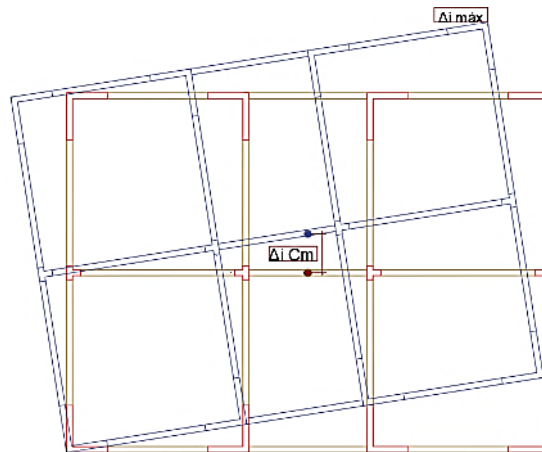
#### 4.5.1.8.2. Irregularidades estructurales en planta

##### a. Torsional ( $I_p = 0.75$ ):

La irregularidad torsional se da cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado

incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta máx$ ), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta cm$ ).

Figura N° 49: Ilustración del índice de torsión.



Fuente: Elaboración propia.

Expresión que se utilizó para determinar la irregularidad torsional.

$$\text{FACTOR} = \frac{\text{DERIVA PUNTO EXTERIOR}}{\text{DERIVA DEL CM}}$$

Tabla N° 45: Cálculo de la irregularidad torsional en el sentido xx de la edificación sin sótano.

Derivas de un punto extremo-xx	Derivas de centro de masa-xx	Factor			
0.004	0.005	0.756694	<	1.20	Regular
0.004	0.005	0.823633	<	1.20	Regular
0.004	0.005	0.889615	<	1.20	Regular
0.004	0.005	0.956945	<	1.20	Regular
0.002	0.002	1.020868	<	1.20	Regular

Fuente: Propia.

**Tabla N° 46: Cálculo de la irregularidad torsional en el sentido yy de la edificación sin sótano.**

Derivas de un punto extremo-yy	Derivas de centro de masa-yy	Factor			
<b>0.005</b>	<b>0.005</b>	1.079157	<	1.20	Regular
<b>0.005</b>	<b>0.005</b>	1.080056	<	1.20	Regular
<b>0.005</b>	<b>0.005</b>	1.079536	<	1.20	Regular
<b>0.004</b>	<b>0.004</b>	1.079374	<	1.20	Regular
<b>0.002</b>	<b>0.002</b>	1.081158	<	1.20	Regular

Fuente: Propia.

**Tabla N° 47: Cálculo de la irregularidad torsional en el sentido xx de la edificación con sótano.**

Derivas de un punto extremo-xx	Derivas de centro de masa-xx	Factor			
<b>0.004</b>	<b>0.003</b>	1.064444	<	1.20	Regular
<b>0.004</b>	<b>0.004</b>	1.059124	<	1.20	Regular
<b>0.004</b>	<b>0.004</b>	1.053195	<	1.20	Regular
<b>0.004</b>	<b>0.004</b>	1.048871	<	1.20	Regular
<b>0.002</b>	<b>0.002</b>	1.047716	<	1.20	Regular

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla N° 48: Cálculo de la irregularidad torsional en el sentido yy de la edificación con sótano.**

Derivas de un punto extremo-xx	Derivas de centro de masa-xx	Factor			
<b>0.005</b>	<b>0.005</b>	1.078624	<	1.20	Regular
<b>0.005</b>	<b>0.006</b>	1.079107	<	1.20	Regular
<b>0.005</b>	<b>0.005</b>	1.077609	<	1.20	Regular
<b>0.005</b>	<b>0.004</b>	1.075302	<	1.20	Regular
<b>0.003</b>	<b>0.003</b>	1.068985	<	1.20	Regular

Fuente: Propia.

#### 4.5.1.9. Restricciones de irregularidad

##### 4.5.1.9.1. Categoría de la edificación e irregularidad

Tabla N° 49: Categoría y regularidad de las edificaciones.

CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: Tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones E 030, 2017.

Como se observa en la tabla N° 49, se puede verificar que para ambos proyectos no debe de existir irregularidades, ya que se ubican dentro de una zona 3 y son edificaciones esenciales. Con los cálculos que anteceden se puede verificar que no existe irregularidad. Por lo tanto, el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas será el siguiente:

$$R = R_o \times I_a \times I_p$$

Donde:

- $R_o$  = Coeficiente básico de reducción = 6
- $I_a$  = Factor de irregularidad de altura = 1 (no existe irregularidad)
- $I_p$  = Factor de irregularidad en planta = 1 (no existe irregularidad)
- $R_x$  = 6
- $R_y$  = 6

**Tabla N° 50: Cuadro resumen de los parámetros de diseño.**

<b>PARÁMETROS DE DISEÑO</b>	
Factor de zona (Z)	Z3= 0.35
Factor de suelo (S)	S2= 1.15
Periodos (T)	Tp= 0.6, Tl= 2
Uso (U)	U = 1.50
Factor de amplificación sísmica (C)	C= 2.50
Coeficiente de Reducción (R)	R = 6

Fuente: Propia.

#### **4.5.1.9.2. Junta de separación sísmica**

Es la distancia mínima (s) que evita el contacto durante un movimiento sísmico.

Según el RNE - E.030 Diseño Sismorresistente en el Capítulo 5 la distancia no será menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:

$$S=3+0.004*(h-500) \text{ (h y s en cm)}$$

**Tabla N° 51: Alturas de piso a piso.**

<b>Piso</b>	<b>Altura (cm)</b>
1	3.20
2	3.20
3	3.20
4	3.20
5	3.20
<b>Total</b>	16.00

Fuente: Elaboración propia.

- h (altura en cm) =16.00 m (1600 cm)
- s (espaciamiento en cm)= 7.4 cm = 7.5 cm

### 4.5.1.9.3. Verificación de desplazamiento permisible

Tabla N° 52: Límites para distorsión del entrepiso.

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material predominante	$(\Delta_i/h_{ei})$
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada.	0.005

Fuente: Tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones, E. 030, 2017.

Tabla N° 53: Cálculo de los desplazamientos lateral obtenidos en la dirección xx para el análisis estático de la edificación sismorresistente sin sótano.

Piso	Altura (m)	Desplazamiento Max.	Drel (m) Elástico	0.75R Drel Inelástico	Derivas %		Deriva límite (%)	Observaciones
Piso 5	16.00	0.017634	0.0011	0.0050	0.50	<	0.7	Cumple
Piso 4	12.80	0.013847	0.0012	0.0053	0.53	<	0.7	Cumple
Piso 3	9.60	0.009642	0.0013	0.0059	0.59	<	0.7	Cumple
Piso 2	6.40	0.005408	0.0013	0.0060	0.60	<	0.7	Cumple
Piso 1	3.20	0.001804	0.0011	0.0051	0.51	<	0.7	Cumple

Fuente: Propia.

Tabla N° 54: Cálculo de los desplazamientos lateral obtenidos en la dirección yy para el análisis estático de la edificación sismorresistente sin sótano.

Piso	Altura (m)	Desplazamiento Max.	Drel (m) Elástico	0.75R Drel Inelástico	Derivas %		Deriva límite (%)	Observaciones
Piso 5	16.00	0.017873	0.0011	0.0050	0.50	<	0.7	Cumple
Piso 4	12.80	0.013805	0.0013	0.0057	0.57	<	0.7	Cumple
Piso 3	9.60	0.009431	0.0014	0.0062	0.62	<	0.7	Cumple
Piso 2	6.40	0.005200	0.0013	0.0059	0.59	<	0.7	Cumple
Piso 1	3.20	0.001708	0.0011	0.0049	0.49	<	0.7	Cumple

Fuente: Propia.

**Tabla N° 55: Cálculo de los desplazamientos lateral obtenidos en la dirección xx para el análisis estático de la edificación sismorresistente con sótano.**

Piso	Altura (m)	Desplazamiento Max.	Drel (m) Elástico	0.75R Drel Inelástico	Derivas %		Deriva límite (%)	Observaciones
Piso 5	16.00	0.019983	0.0012	0.0056	0.56	<	0.7	Cumple
Piso 4	12.80	0.015926	0.0013	0.0057	0.57	<	0.7	Cumple
Piso 3	9.60	0.011397	0.0014	0.0064	0.64	<	0.7	Cumple
Piso 2	6.40	0.006749	0.0015	0.0065	0.65	<	0.7	Cumple
Piso 1	3.20	0.002570	0.0013	0.0059	0.59	<	0.7	Cumple

**Fuente: Propia.**

**Tabla N° 56: Cálculo de los desplazamientos lateral obtenidos en la dirección yy para el análisis estático de la edificación sismorresistente con sótano.**

Piso	Altura (m)	Desplazamiento Max.	Drel (m) Elástico	0.75R Drel Inelástico	Derivas %		Deriva límite (%)	Observaciones
Piso 5	16.00	0.020972	0.0013	0.0059	0.59	<	0.7	Cumple
Piso 4	12.80	0.016495	0.0014	0.0063	0.63	<	0.7	Cumple
Piso 3	9.60	0.011647	0.0015	0.0068	0.68	<	0.7	Cumple
Piso 2	6.40	0.006853	0.0015	0.0067	0.67	<	0.7	Cumple
Piso 1	3.20	0.002619	0.0013	0.0060	0.60	<	0.7	Cumple

**Fuente: Propia.**

En las tablas N° 53, N° 54, N° 55 y N°56, se observa que los desplazamientos relativos cumplen con el límite indicado en la norma, estos resultados han sido obtenidos con el análisis estático, por lo que los resultados son muy conservadores.



## **CAPÍTULO V**

### **DISEÑO ESTRUCTURAL**

En este capítulo, se presentarán, para los dos modelos estructurales, los diseños de los elementos estructurales que interactúan con la cimentación y la cimentación misma. Por tanto, este capítulo tratará los siguientes temas:

1. Método de diseño
2. Diseño de columnas
3. Diseño de placas
4. Diseño de la cimentación
5. Diseño del muro de sótano.

#### **5.1. MÉTODO DE DISEÑO**

##### **5.1.1. MÉTODO DE RESISTENCIA**

En este método de resistencia se utiliza los estados límites, pero se centran en los estados últimos. Este método de diseño está indicado en el RNE-E060 Concreto Armado, donde hace referencia en el artículo 9.1.1. que "Las estructuras y los elementos estructurales deberán ser diseñadas para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño ( $\phi R_n$ ) por lo menos iguales a las resistencias requeridas ( $R_u$ )", utilizando las cargas y fuerzas amplificadas en las diversas combinaciones que se encuentra en la norma. De esta manera, garantiza un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio (control de deflexiones, fisuración).

Debido a que las resistencias y cargas son variables, es mejor utilizar factores que tomen en cuenta la variabilidad de la resistencia y la variabilidad en los efectos que producen las cargas externas en la estructura.

Bajo estas condiciones, todas las secciones de los elementos estructurales se deben cumplir:

### **RESISTENCIA DE DISEÑO $\geq$ RESISTENCIA REQUERIDA EN ESTADO ÚLTIMO**

$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde:

- $\phi R_n$ : Resistencia de Diseño o Resistencia Suministrada o Proporcionada.
- $\phi$ : Factor de Reducción de Resistencia, menor que la unidad.
- $R_n$ : Resistencia Nominal, basada en los valores nominales de las resistencias especificadas para el concreto y acero, dimensiones del elemento y el acero de refuerzo colocado, ecuaciones para su cálculo, etc.

#### **5.1.2. MÉTODO POR ESFUERZOS ADMISIBLES**

Este método establece que ningún punto de la estructura bajo cargas de servicio no debe tener un esfuerzo superior a un valor admisible garantizando que la estructura permanezca en el rango elástico (Ottazzi Pasino, 2011).

Asimismo, este método está basado en:

- El análisis y el diseño de la estructura se realizan bajo combinaciones de las cargas de servicio sin amplificar.
- El análisis se realiza asumiendo un comportamiento lineal elástico de la estructura o elemento estructural.
- Se asume que el concreto bajo cargas de servicio se comporta linealmente, esto es válido cuando el esfuerzo a la compresión no exceda 0.4 a 0.5  $f'_c$ .
- El coeficiente de seguridad se fija sobre los esfuerzos del concreto y del acero como una fracción de sus resistencias ( $f'_c$ ,  $f'_y$ ). Los esfuerzos admisibles suelen ser:

$$\text{Tracción en el acero: } \sigma_c \leq 0.45 f'_c$$

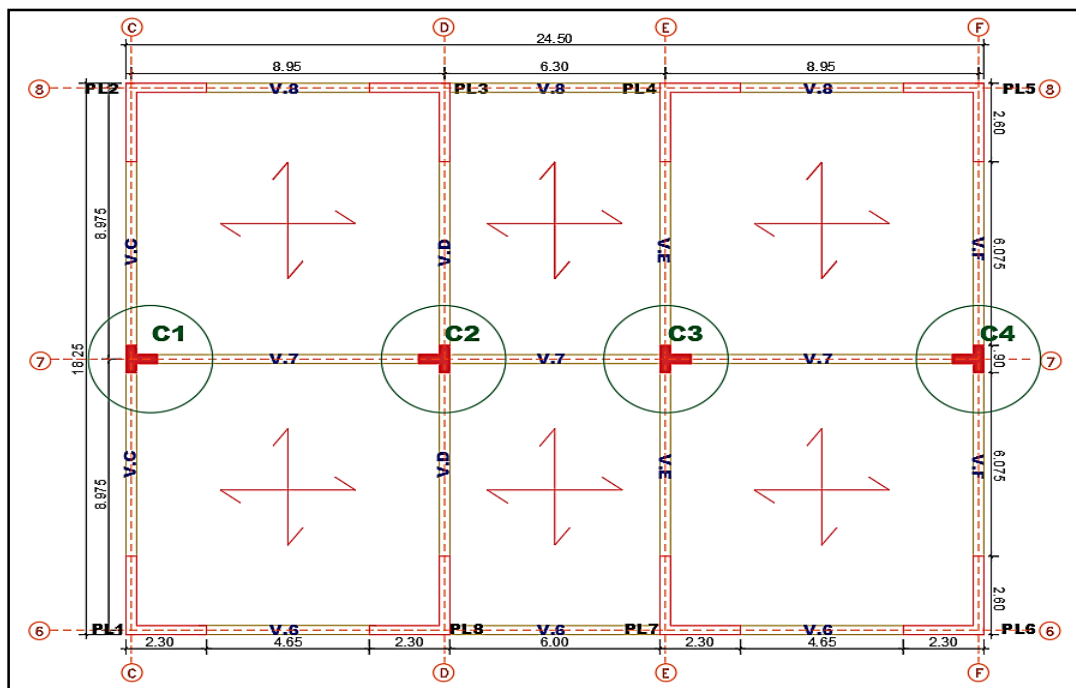
$$\text{Compresión en el concreto: } f_s \leq 0.5 f'_y$$

### 5.1.3. DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos estructurales que se diseñan para resistir los esfuerzos de flexocompresión bajo la acción de pares de fuerzas (M, P), resultantes de las cinco combinaciones de cargas. Son muy importantes tanto como las placas o muros de corte porque si llegan a fallar, toda la estructura también fallaría, debido a que son el soporte de la estructura.

En la figura N° 50, se muestra la ubicación de las columnas de ambos en el edificio de estudio:

Figura N° 50: Ubicación de las columnas.



Fuente: Propia.

La clasificación de acuerdo a la esbeltez de la columna, podemos aseverar que este edificio posee columnas cortas, por lo tanto, los efectos de esbeltez son despreciables (Ottazzi, 2011).

A modo de ejemplo, se diseñará la columna C2. (Ver figura N° 50).

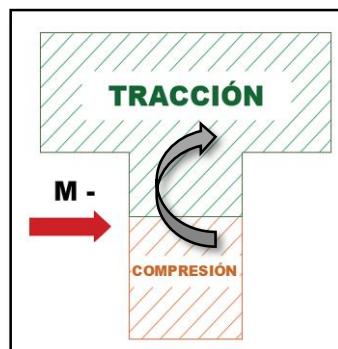
### 5.1.3.1. Diseño por flexocompresión

Para diseñar a flexocompresión según el RNE - E060 (artículo 21.4.5), indica que la cuantía longitudinal no será menor al 1% ni mayor al 6%. Con lo que se consiguió en el predimensionamiento de la columna, se calcula el refuerzo mínimo (1%), esto permite conseguir inicialmente la pretensión de distribución de refuerzo en la sección de la columna. Con la distribución de acero, se elabora el diagrama de interacción, donde se representa las combinaciones de carga axial  $\Phi P_n$  y momento flector  $\Phi M_n$  resistentes. Con el diagrama de interacción se logra saber si la columna va a resistir las cargas últimas ( $M_u$ ,  $P_u$ ) obtenidas de las cinco combinaciones de carga.

Seguidamente, se especifica el procedimiento para determinar el Diagrama de Interacción:

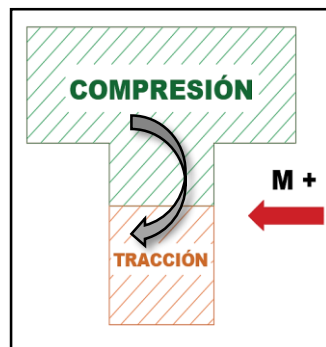
1. Determinar la distribución de acero en la sección de la columna.
2. Determinar la dirección de análisis ("x" e "y") y el sentido del momento ("-" y "+").

Figura N° 51: Ubicación de zona comprimida de una columna.



Fuente: Adaptado de los apuntes de clases de Cimentaciones, Sánchez, 2016.

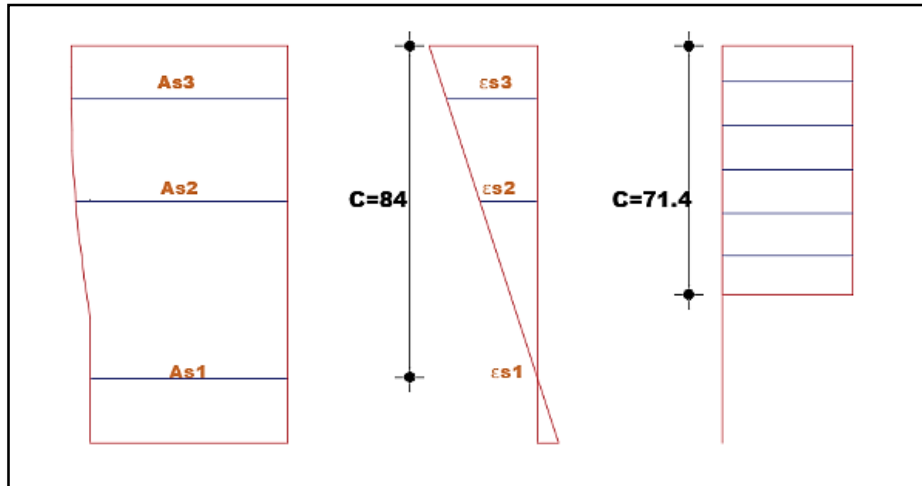
Figura N° 52: Ubicación de la zona traccionada en una columna.



Fuente: Adaptado de los apuntes de clases de Cimentaciones, Sánchez, 2016.

3. Después, se hace coincidir el eje neutro con los distintos puntos de acuerdo a la dirección de la excentricidad estudiada.

**Figura N° 53: Deformación unitaria de los aceros y esfuerzo de compresión en una columna – Fisuración Incipiente. En el eje “y”**



Fuente: Propia.

4. Los puntos a analizar son:
  - Compresión pura, Fisuración incipiente, Falla balanceada, Cambio en el valor de  $\phi$ , Flexión pura y Tracción pura.
5. Con los puntos analizados da un par de fuerza y momento, estos puntos crean el diagrama de interacción.

### 5.1.3.2. Diseño por corte

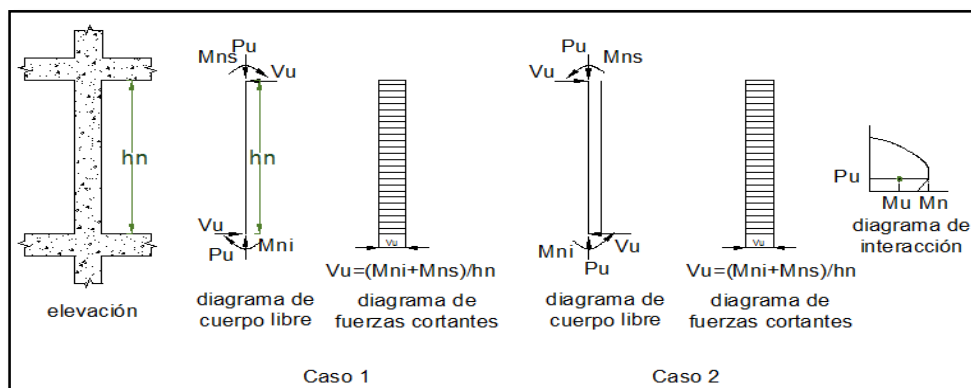
El diseño por corte debe responder ante un sismo severo una falla por flexión, de modo que se calcula el cortante último en base al refuerzo colocado en la columna por flexión. Al garantizar una falla por flexión, se obtendrá un comportamiento dúctil y por esta razón la falla no será imprevista.

#### 5.1.3.2.1. Cortante último $V_u$

El  $V_u$  no debe ser menor que el mayor de los siguientes valores:

- Al cortante amplificado más crítico determinado a partir del análisis de la estructura.
- El cortante último obtenido por el Método de Capacidad obtenido gracias al cálculo del refuerzo por longitudinal colocado.
- Para calcular la fuerza cortante última se necesita conocer los momentos nominales que aporta el acero longitudinal de la columna.

Figura N° 54: Fuerza cortante de diseño en columnas.



Fuente: Tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones E.060.

Donde:

$M_{ni}$  = momento nominal inferior

$M_{ns}$  = momento nominal superior

$h_n$  = luz libre de la columna

### 5.1.3.2.2. Cortante resistente $\phi V_n$

El cálculo de la fuerza cortante resistente del concreto ( $\Phi V_c$ ), se calcula el aporte del concreto mediante la siguiente expresión:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \left( 1 + \frac{P_u}{140 A_g} \right)$$

Donde:

- $b_w$ : Ancho de la columna

- Pu: Carga axial última de la columna
- Ag: Área de la sección de la columna
- d: Peralte efectivo de la columna

El cortante resistente  $\Phi V_n$  total está conformado por el aporte del concreto  $V_c$  y del acero  $V_s$ , por lo tanto, se tiene la siguiente expresión:

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

El cortante del acero  $V_s$  es igual a:

$$V_s = \frac{V_{pr}}{\Phi} - V_c$$

Debe ser menor que la siguiente expresión:

$$V_s < 2.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Hallando el espaciamiento:

$$s = \frac{A_v \cdot f'_y \cdot d}{V_s}$$

Donde:

- d = Espaciamiento del refuerzo transversal
- $A_v$  = Área del refuerzo transversal
- d = Peralte efectivo
- s = Espaciamiento

Según el RNE E.060 se recomienda considerar estribos de confinamiento:

- 1 @ 0.05, 6 @ 0.10 a partir de cada de cada extremo donde las uniones pueden ser vigas o zapatas.
- Longitud de confinamiento valor mayor ( $L_o$ ) =  $h_n/6$ , Ancho (a), 50 cm.

### 5.1.3.3. PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO DE LA COLUMNA

Para ambos proyectos se cuenta con 4 columnas en cada uno.

Para la columna C2 del 1° piso se tiene los siguientes estados de carga:

- Cargas axiales y momentos flectores últimos C2 en el sentido “X e Y” de la edificación de concreto armado sin muro de sótano y con muro de sótano, considerando que tiene un  $f'c$  de 210 kg/cm<sup>2</sup> y  $f_y$  4200 kg/cm<sup>2</sup>. Este diseño se efectúa considerando las recomendaciones del artículo 21.4 de la Norma E 0.60 (2009).

CARGA AXIAL (Ton)	Sin muro de sótano			Con muro de sótano		
	X			X		
	CM	CV	Cs	CM	CV	Cs
	291.94	76.28	+0.94	335.98	89.42	0.00
	Y			Y		
	CM	CV	Cs	CM	CV	Cs
291.94	76.28	0.00	335.98	89.42	0.00	

- Pares de momentos y cargas axiales últimas de la columna C2 en el sentido “X e Y” de la edificación de concreto armado sin muro de sótano y con muro de sótano.

	Sin muro de sótano				Con muro de sótano			
	X		Y		X		Y	
	Pu (ton)	Mu (ton.m)	Pu (ton)	Mu (ton.m)	Pu (ton)	Mu (ton.m)	Pu (ton)	Mu (ton.m)
<b>1.4CM+1.7CV</b>	538.39	0.00	538.39	0	622.38	0.00	622.38	-8.44
<b>1.25(CM+CV)+CS</b>	461.22	+0.83	460.27	+47.66	531.72	-0.85	531.72	-7.50
<b>1.25(CM+CV)-CS</b>	459.33	-0.83	460.27	-47.66	531.78	+0.85	531.78	-7.50
<b>0.9CM+CS</b>	263.69	+0.83	262.74	+47.66	302.35	-0.85	302.35	-5.27
<b>0.9CM-CS</b>	261.80	-0.83	262.74	-47.66	302.41	+0.85	302.41	-5.27

#### a. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Para el refuerzo por flexocompresión, se considera primero el área de acero mínimo se toma en cuenta la siguiente expresión:

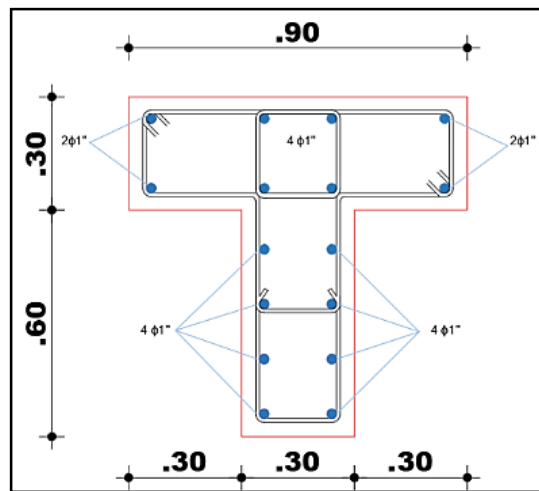
$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g}$$



Donde:

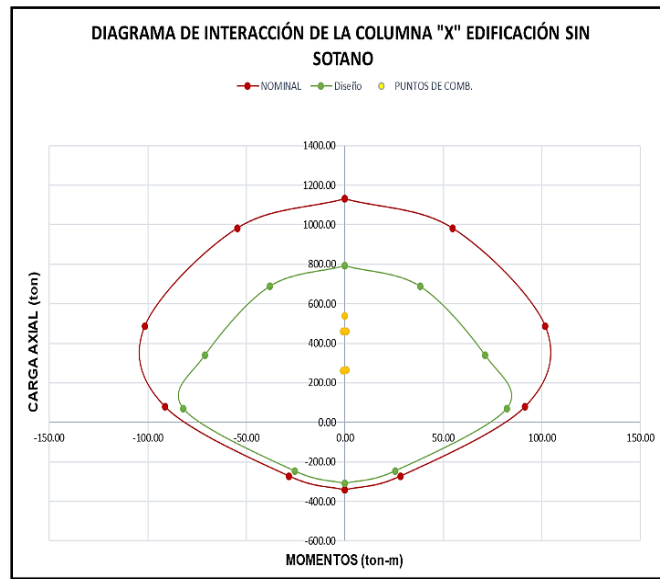
- Ast: Acero total de acero
- Ag: Área bruta de la sección transversal
- $\rho$ : Cuantía mínima 1%
- $A_g = 30 \times 90 + 30 \times 60 = 4500 \text{ cm}^2$
- $A_{smin} = 4500 \times 1\% = 45.00 \text{ cm}^2$

En un primer momento, se analizó con 10  $\emptyset 1''$  respetando la cuantía mínima de 1%, luego de analizar el acero requerido se llegó a la conclusión que el acero colocado y la distribución a utilizar será la siguiente: Ast: 16  $\emptyset 1'' = 81.60 \text{ cm}^2$



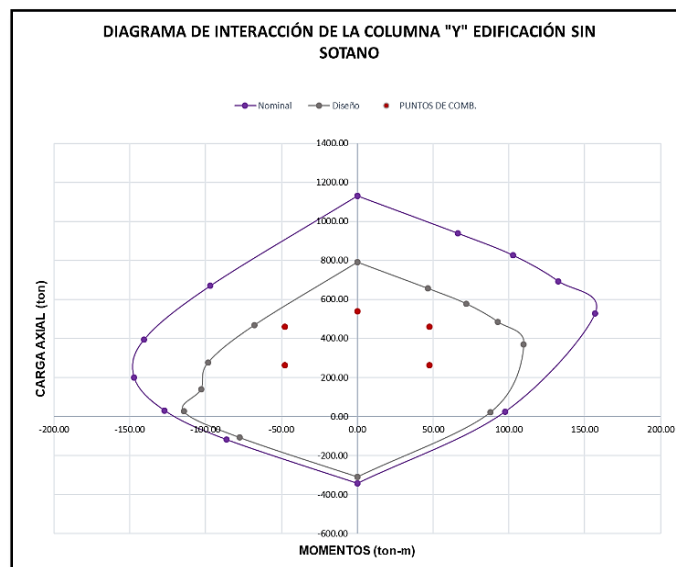
Con la sección obtenida se realiza el diagrama de interacción, en donde se ubican los pares de cargas axiales y momentos estos últimos conseguidos en el análisis estructural ( $M_u$ ,  $P_u$ ).

Figura N° 55: Diagrama de interacción de la columna C2 sentido "X" de la edificación sin sótano.



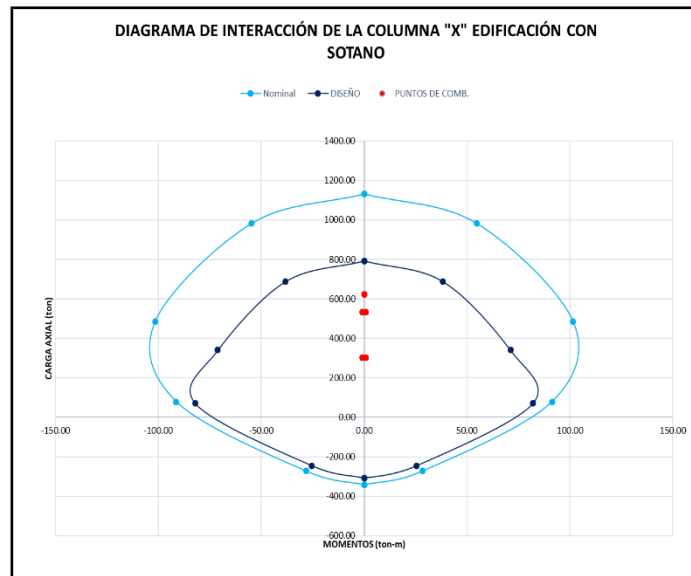
Fuente: Propia.

Figura N° 56: Diagrama de interacción de la columna C2 sentido "Y" de la edificación sin sótano.



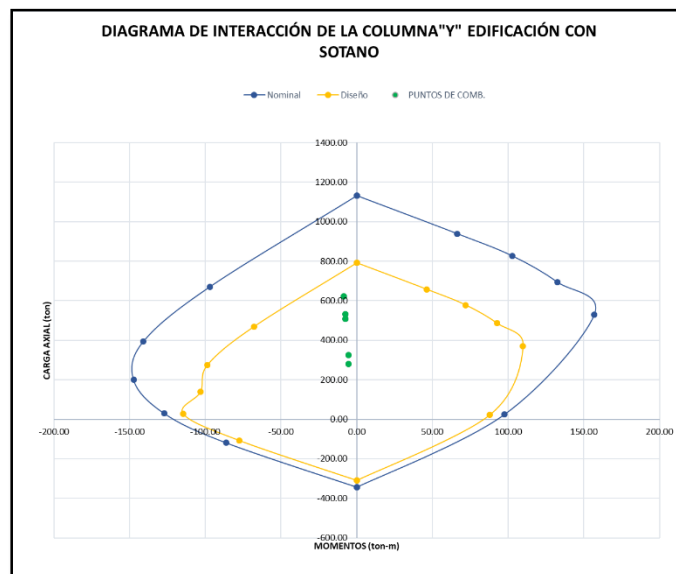
Fuente: Propia.

Figura N° 57: Diagrama de interacción de la columna C2 sentido "X" de la edificación con sótano.



Fuente: Propia.

Figura N° 58: Diagrama de interacción de la columna C2 sentido "Y" de la edificación con sótano.



Fuente: Propia.

### b. DISEÑO POR CORTE

Cortante ultimo  $V_u$ :

- $P_o = 0.85 \times f'c \times (A_g - A_{st}) + A_{st} \times f'y$
- $P_{umax} = \phi \times 0.8 \times P_o$

Donde:

- $\emptyset$ : 0.7 Columnas con estribos
- $C_c = 0.85 \times f'c \times a \times b$

No debe exceder:

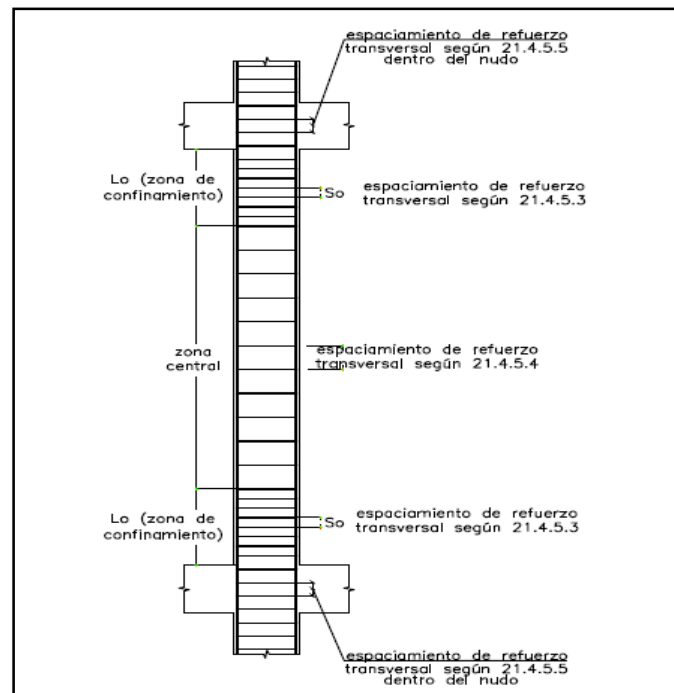
- $P_u = 0.1 \times f'c \times A_g$
- $\emptyset P_n = 0.1 \times f'c \times A_g$
- $P \text{ transición} = \left(\frac{0.1}{0.7}\right) \times (f'c \times A_g)$

Se debe tener en cuenta que el cortante calculado con el Método de la Capacidad no debe de sobrepasar del cortante último más crítico obtenido de las 5 combinaciones de carga, amplificando los valores de sismo por un factor de 2.5.

- $\rho = \frac{A_{st}}{A_g}$
- $S = \frac{A_v \times f'v \times d}{V_s}$

En la norma E 060, indica en su artículo (21.4.5.3) indica la distribución de estribos de acuerdo a los siguientes criterios:

Figura N° 59: Distribución de estribos en columnas.



Fuente: Tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones E.060.

Distribución de aceros de la columna C2.

Zona de confinamiento	<b>El mayor valor de:</b>	cm	Lo (cm)
	Ln/6	46	
	Mayor dimensión de la 500 mm	90	90
Espaciamiento del refuerzo	<b>El menor valor de:</b>		
	8db	20.32	
	Menor dimensión/2 100 mm	45	10
Zona central (Espaciamiento del refuerzo)	<b>El menor valor de:</b>		
	10 db	25.4	
	25 cm	25	25
$\phi 3/8''$	1@5 cm, 9@10cm, resto@ 25 cm		

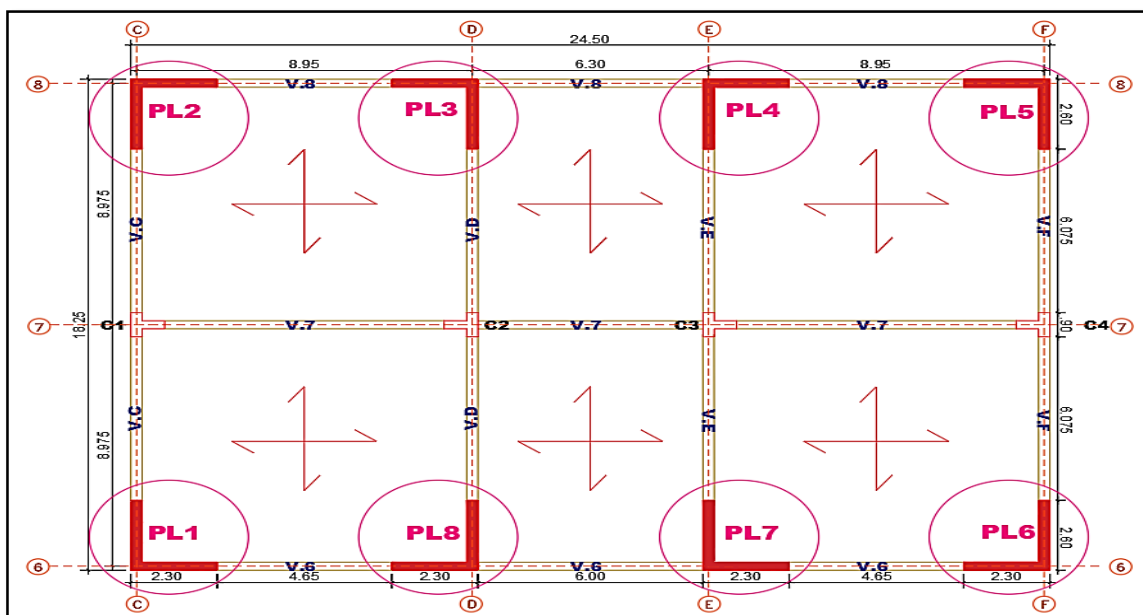
Entonces se emplean estribos de 3/8 con la siguiente distribución: 1 @ 0.05, 9 @ 0.10 a partir de cada extremo, donde las uniones pueden ser vigas o zapatas y R @ 0.25.

#### 5.1.4. DISEÑO DE PLACAS

Las placas o muros de corte son elementos estructurales verticales; presentan una longitud muy superior a su ancho y están sujetos a cargas verticales y cargas coplanares producidas por el sismo. Su función principal es aportar rigidez lateral a la estructura, de esta manera soportar las fuerzas horizontales producidos por los sismos.

Las placas o muros de corte deben estar diseñados para a acción simultanea de las cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores provenientes del análisis.

Figura N° 60: Ubicación de las placas del edificio.



Fuente: Propia.

Como se puede observar en la figura N°60, las 8 placas tienen las mismas dimensiones espesor de 0.30 m., longitud en “X” 2.30 m. y longitud en “Y” 2.60 m. A modo de ejemplo se diseñará la placa PL1.

Las placas de este proyecto tienen alas en (L) se debe tomar un ancho efectivo medido desde la cara del alma una distancia igual al menor valor entre:

- El 10 % de la altura total del muro.
- La mitad de la distancia al alma de un muro adyacente.

#### **5.1.4.1. Diseño por flexocompresión**

Para el diseño del refuerzo vertical por flexión, se determina de acuerdo a la esbeltez de la placa. Se tienen dos casos:

- **Para muros esbeltos:**

$$H/L \geq 1$$

Para el diseño de placas, se colocan elementos de borde (cabeza) y el acero repartido a lo largo de la longitud restante del muro para garantizar una resistencia de diseño a la flexocompresión. (Blanco Blasco, 1996)

Después de haber repartido el acero vertical, se elabora el diagrama de interacción de la placa para cada dirección y sentido, y se verifica que los puntos ( $P_u$ ,  $M_u$ ) actuantes se encuentren dentro del diagrama de diseño.

De no estar dentro del diagrama, se aumenta el refuerzo en los elementos de borde.

Para el cálculo del acero en el cabezal, se utiliza la siguiente expresión:

$$A_s = M_u (\phi \cdot f_y \cdot z)$$

Donde:

- z: peralte efectivo de la placa
  - $l_m$ : longitud total de la placa en la dirección de análisis
- **Para muros poco esbeltos:**

$$H/L < 1$$

Para este caso, la carga axial es muy baja, la distribución de esfuerzos no cumple con los lineamientos establecidos para flexión y/o flexocompresión.

El diseño es similar al de vigas pared, el cálculo del área se realiza mediante la siguiente expresión:

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot z$$

Donde:

- $A_s$  = Área de acero
- $f_y$  = esfuerzo del acero
- $z = 0.4 L (1 + H/L)$  si  $0.5 < H/L < 1$
- $1.2 H$ ; si  $H/L \leq 0.5$

Donde:

- H: Altura total del muro
- L: Longitud del muro

Placa sentido "X":

$$H/L = 16/2.3 = 6.96$$

Placa sentido "Y":

$$H/L = 16/2.6 = 6.15$$

Podemos concluir, que las placas al tener suficiente esbeltez que se parecen al comportamiento de las columnas; por lo tanto, tendrán un diseño por flexocompresión y el refuerzo vertical se distribuirá a lo largo del muro, debiéndose concentrar mayor refuerzo en los extremos.

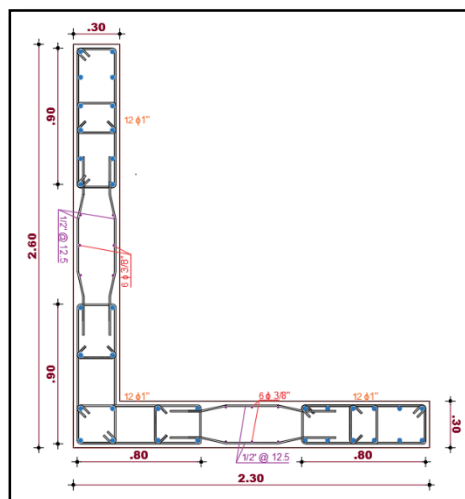
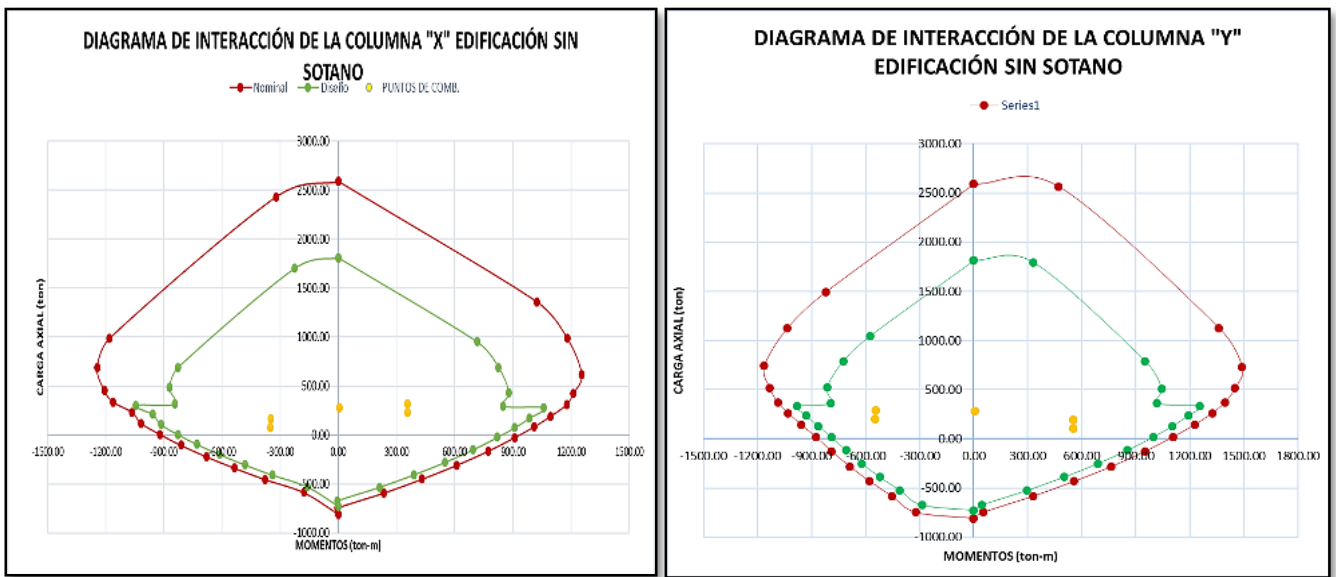


Figura N° 61: Diagrama de interacción de la placa PI2 de la edificación sin sótano.



Fuente: Propia.

#### 5.1.4.2. Diseño por corte

Cortante ultimo  $V_u$ :

**Diseño de elementos de borde:**

Los elementos de borde son secciones que están ubicadas en el borde de la placa donde están concentrados una mayor área de acero longitudinal. Este refuerzo vertical puede o no estar confinado con estribos, esto depende de los requerimientos indicados en el Reglamento Nacional E. 060 (Concreto Armado - artículo 21.9.7).

Figura N° 62: Elementos de borde y alma de una placa.



Fuente: Tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones E. 060.



- a. Requieren confinamiento los elementos de bordes en zona de compresión cuando la profundidad del eje neutro excede de:

$$c \geq \frac{lm}{600(\delta u / hm)}$$

Donde:

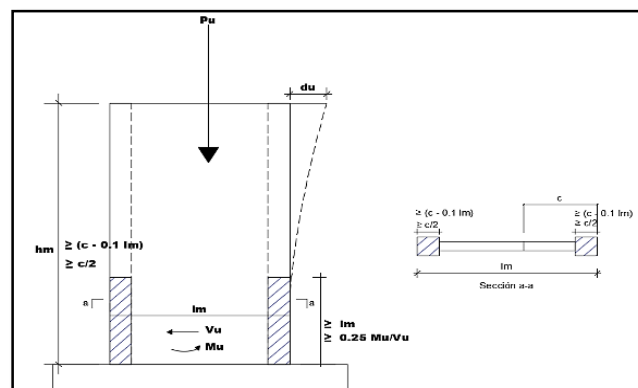
- $c$ : Mayor profundidad del eje neutro calculada por la fuerza axial amplificada y la resistencia nominal al momento consistente con el desplazamiento de diseño.
- $lm$ : Longitud del muro plano horizontal
- $hm$ = altura total del muro
- $\delta u$  = desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño en el nivel más alto del muro.
- $\delta u/lm$ : el cociente no deberá ser menor de 0.005

Consideraciones:

- Los elementos de borde confinados, no deben ser menor que 15 cm.
- Los elementos de borde se deben de extender desde la fibra externa de compresión hasta una distancia no menor que el valor mayor entre:

$$(c - 0.1lm) \text{ y } c/2$$

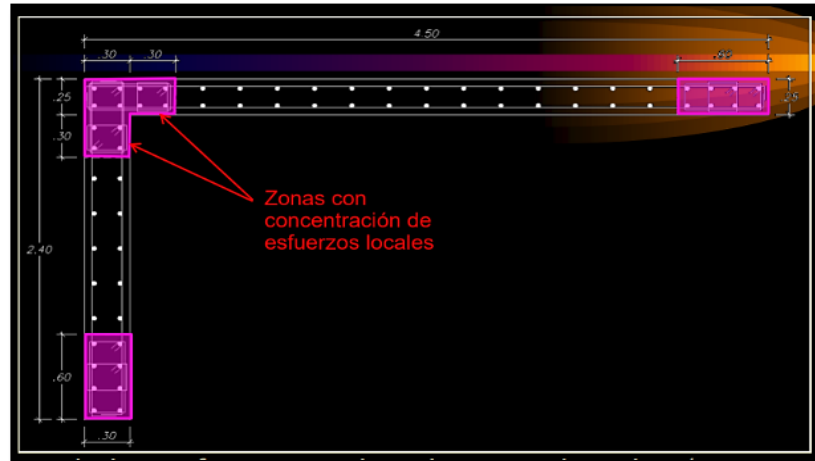
Figura N° 63: Elementos confinados de borde en muro.



Fuente: Tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones E.060.

- En las secciones con alas, los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se deben extender por lo menos 300 mm dentro del alma.

Figura N° 64: Elementos de borde en placas T, L, U.



Fuente: Tomado de Blanco Blasco, adaptado del RNE E. 060

**Tabla N° 57: Diámetro de acero mínimo para estribos.**

DIÁMETRO DEL ACERO LONGITUDINAL	ESTRIBO
Hasta 5/8"	Ø8mm
Hasta 1"	Ø3/8"
Mayor de 1"	Ø1/2"

Fuente: RNE E. 060.

- El espaciamiento no debe exceder al menor entre los siguientes valores:
  - 10db longitudinal confinada de menor diámetro.
  - La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.
  - 25 cm
- El refuerzo transversal de los elementos de borde en la base del muro debe extenderse dentro del apoyo en por lo menos en la longitud de desarrollo en tracción del refuerzo longitudinal de mayor diámetro de los elementos de borde
- El refuerzo horizontal en el alma del muro debe estar anclado para desarrollar  $f_y$ , dentro del núcleo confinado del elemento de borde.
- Cuando el refuerzo horizontal termine en bordes de muro estructurales deben tener gancho estándar.

#### 5.1.4.3. Proceso de diseño de la placa

CARGAS	EN "X"		EN "Y"	
	GRAVEDAD	Pm	169.40	Pm
Pv		28.51	Pv	28.51
Mcm		+4.60	Mcm	-4.24
Mcv		+1.35	Mcv	-1.24
SISMO	Ps	80.95	Ps	39.06
	Ms	414.94	Ms	519.67

El refuerzo vertical en los elementos de borde se distribuye lo largo de la placa, concentrándose mayor refuerzo en los extremos donde se ubican los

núcleos confinados o elementos de borde. Para calcular la cantidad de acero en estos elementos, se tiene la siguiente expresión:

- Aceros en "X"

$$As = \frac{Mu}{\phi * F'y * 0.8 * L}$$

$$As = \frac{414.94 * 10^3}{0.9 * 4200 * 0.8 * 2.6}$$

$$As = 52.76 \text{ cm}^2$$

- Aceros en "Y"

$$As = \frac{Mu}{\phi * F'y * 0.8 * L}$$

$$As = \frac{519.67 * 10^3}{0.9 * 4200 * 0.8 * 2.9}$$

$$As = 59.26 \text{ cm}^2$$

- **Acero en el alma**

- Horizontal
- Vertical
- $As = 0.0025 * b * d$

- **Diseño por cortante:**

Cortante ultimo Vu:

- $Vua$ : Cortante ultimo obtenido del análisis sísmico
- $Vu$ : cortante ultimo obtenido del método de Capacidad
- $Vu = Vua \left( \frac{Mn}{Mua} \right)$
- $\frac{Mn}{Mua} \leq R$

Donde:

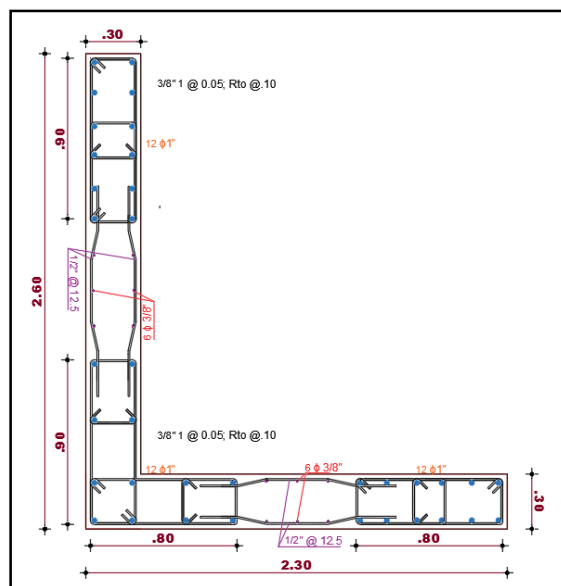
- Mua: Momento amplificado proveniente del análisis sísmico.
- Vua: Cortante amplificado proveniente del análisis sísmico.
- Mn: Momento nominal resistente del muro

### Diseño por cortante en el sentido "X"

COMBINACIÓN	Vua	Pu	Mua	Mn	Mn/Mua	Vu	Vcn1	Vs	Vn	gama <sub>h</sub>	Ash	S
1.4CM+1.7CV	5.84	279.70	4.6	1190.00	6.00	35.04	36.62	-77.85	153.06			
1.25(CM+CV)+CS	42.91	317.77	357.5	1200.00	3.36	144.02	36.62	132.82	169.44	0.00	13.80	0.19
1.25(CM+CV)-CS	-32.91	168.53	-349.4	1110.00	3.18	-104.5	36.62	159.59	196.21	0.01	16.50	0.16
0.9CM+CS	40.78	227.57	355.8	1030.00	2.89	118.06	36.62	102.27	138.89	0.00	10.50	0.25
0.9CM-CS	-35.03	78.33	-351.1	990.00	2.82	-98.76	36.62	152.81	189.43	0.01	15.90	0.16

### Diseño por cortante en el sentido "Y"

COMBINACIÓN	Vua	Pu	Mua	Mn	Mn/Mua	Vu	Vcn1	Vs	Vn	gama <sub>h</sub>	Ash	S
1.4CM+1.7CV	5.84	279.70	4.69	1350.00	6.00	35.04	49.59	-90.82	-51.55			
1.25(CM+CV)+CS	73.11	196.13	553.39	1275.00	2.30	168.4	49.59	148.60	198.19	0.00	13.50	0.19
1.25(CM+CV)-CS	-63.12	290.16	-545.3	1200.00	2.20	-138.8	49.59	212.99	262.58	0.01	19.50	0.13
0.9CM+CS	70.99	105.93	551.6	1050.00	1.90	135.12	49.59	109.38	158.97	0.00	9.90	0.26
0.9CM-CS	-65.24	199.96	-547.0	1000.00	1.83	-119.2	49.59	189.91	239.50	0.01	17.40	0.15



## 5.1.5. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

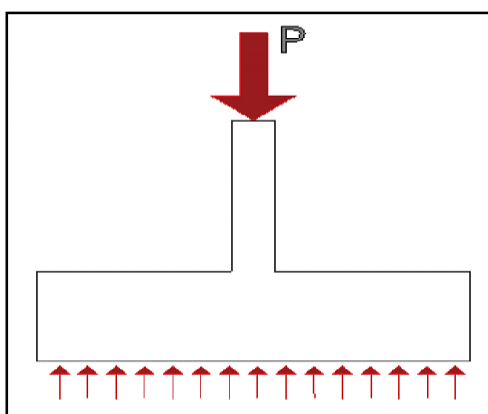
### 5.1.5.1. Distribución de las presiones de reacción del suelo

La distribución de presiones de reacción del suelo depende de la rigidez de la cimentación, del tipo de suelo y de las condiciones que presenta. Por lo cual para identificar la distribución que clase de distribución de presiones se presenta se debe tener en consideración los siguientes tres casos:

#### a. Caso de carga aplicada sin momento

Cuando la carga aplicada no tenga excentricidad en correlación al centro de gravedad se considera que la distribución de presiones es uniforme.

Figura N° 65: Distribución de presiones de reacción del suelo en zapatas concéntricas y rígidas bajo la acción de cargas axiales sin momento.

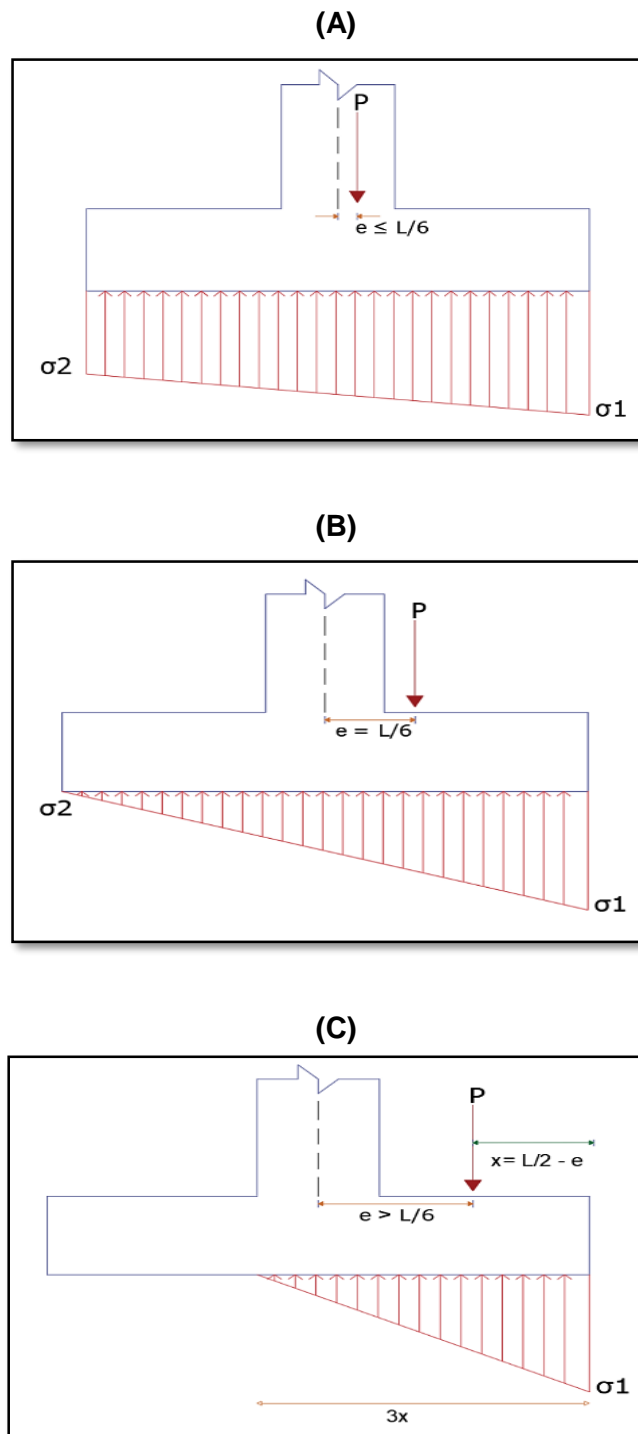


Fuente: Tomado de apuntes de clases de Cimentaciones, Sánchez, 2016.

#### b. Caso de zapatas bajo la acción de carga axial con momento en una dirección

Cuando la carga aplicada se presenta asociado a un momento, tienen una excentricidad con respecto al centro de gravedad de la zapata y la presión de reacción del suelo es variable como se muestra en la figura N°66.

Figura N° 66: Distribución de presiones de reacción del suelo donde las zapatas transmiten carga axial y momentos flectores en zapatas concéntricas.



Fuente: Adaptado de los apuntes de clases de Cimentaciones, Sánchez, 2016.

(A): Se produce cuando la carga axial actúa en el núcleo central. (ver figura N°66-A).

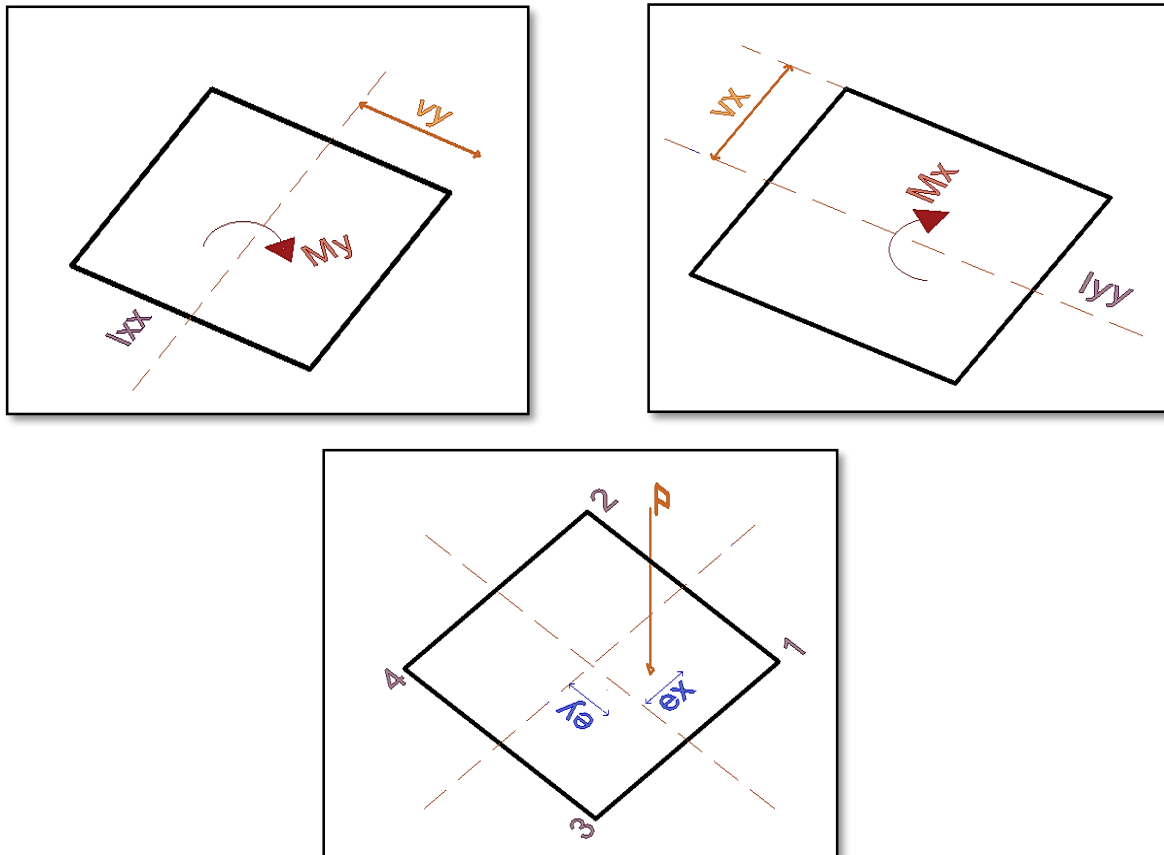
(B): Se produce cuando la carga axial actúa en el límite del núcleo central. (ver figura N°66-B).

(C): Se produce cuando la carga axial actúa fuera del núcleo central. (ver figura N°66-C).

**c. Caso de carga aplicada con momento en dos direcciones**

Cuando la carga aplicada se presenta asociado a momentos simultáneos en las dos direcciones, se asume que la zapata es rígida y que la distribución de presiones es lineal, se puede obtener presiones en las cuatro esquinas (Blanco,1998).

**Figura N° 67: Carga aplicada con momentos en dos direcciones.**



**Fuente: Adaptado de Diseño y construcción de Cimentaciones, Blanco, 1998.**

**5.1.5.2. Dimensionamiento de la cimentación**

Para el dimensionamiento de la cimentación, se buscará una cimentación que vaya de acuerdo a la capacidad admisible y a los esfuerzos que se transmiten al suelo, que nos puedan proporcionar reacciones en el terreno de forma trapezoidal y no produzca traslapes con las zapatas que están cerca.

Para este fin, se plantea 2 alternativas de cimentación:



- a. Zapatas aisladas
- b. Zapatas reticuladas sin viga.

### 5.1.5.2.1. Zapatas aisladas

Para el siguiente tipo de cimentación, se analizará las placas y columnas que se encuentran cercanas entre ellas.

#### a. Dimensionamiento del área de contacto

##### Área de contacto

$$Az = \frac{Pc \times Fs}{qadm}$$

Donde:

- Pc: Peso total
- Fs: Factor del suelo
- qadm: Capacidad admisible del suelo

**Tabla N° 58: Factor del suelo según el tipo de suelo.**

Tipo de suelo	K (Incremento de carga)	Rango
Suelo duro	1.05	$q \geq 2.5 \text{ k/cm}^2$
Suelo intermedio	1.07	$1.5 \leq q < 2.5 \text{ k/cm}^2$
Suelo blando	1.10	$q < 1.5 \text{ k/cm}^2$

Fuente: Tomado de Apuntes de clases de Cimentaciones, Sanchez,2016.

#### Cálculo del vuelo:

$$T = \sqrt{Az} + \left(\frac{t-d}{2}\right)$$

$$B = \sqrt{Az} - \left(\frac{t-d}{2}\right)$$

### Verificación de momentos:

Para cargas de gravedad:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6M}{B L^2}$$

Biaxialmente:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6(M_{mx} + M_{vx})}{B L^2} + \frac{6(M_{my} + M_{vy})}{L B^2}$$

Sismo:

$$\sigma = \frac{(P + P_{sx}) \times F_s}{A} + \frac{6(M_{mx} + M_{vx} + M_{sx})}{B L^2} + \frac{6(M_{my} + M_{vy})}{L B^2}$$

$$\sigma = \frac{(P + P_{sy}) \times F_s}{A} + \frac{6(M_{mx} + M_{vx})}{B L^2} + \frac{6(M_{my} + M_{vy} + M_{sy})}{L B^2}$$

Se puede considerar un incremento del 30% al valor de la presión admisible del suelo para los estados de cargas en los que actúen cargas temporales, como por ejemplo los sismos (RNE. E. 060, 2016, capítulo 15 - Zapatas).

### b. Criterios de diseño de cimentaciones

- **Diseño por punzonamiento**

La zapata que actúa en dos direcciones, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y localizada de tal forma que su perímetro “bo” sea mínimo, pero que no necesita aproximarse a menos de “d/2” del perímetro del área de la columna.

Se considera que la línea de cortante es nula ( $V = 0$  en el diagrama longitudinal) En esta condición para el caso de una zapata con comportamiento en ambas direcciones,  $\phi V_c$  debe ser igual a la siguiente expresión:

$$Vu \leq \phi Vn$$

$$\phi Vc = \phi \times 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) \sqrt{f'c} \times B \times o \times d$$

$$\phi V_c = \phi \times 0.27 \times \left( \frac{\alpha_s \times d}{B_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} \times B_o \times d$$

$$\phi V_c = \phi \times 1.06 \times \sqrt{f'_c} \times B_o \times d$$

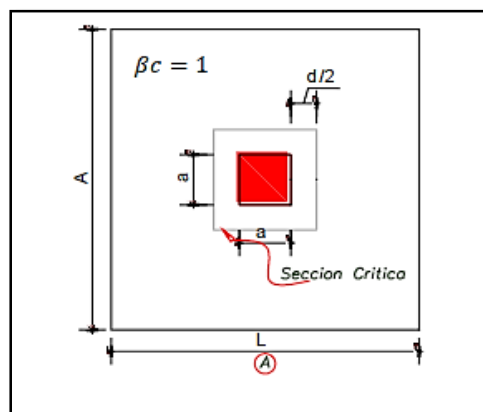
$$V_u = q_u \times (A - A_o)$$

$$V_u \leq \phi V_c$$

Donde:

- $V_c$  = Resistencia al corte del concreto
- $\phi$  = Factor de reducción de capacidad
- $A_o$  = Área de la sección crítica
- $B_o$  = perímetro de la sección crítica
- $\beta_c$  = relación del lado largo a lado corto de la sección de la columna
- $\alpha_s$  = 40 (columnas interiores), 30 (columnas exteriores), 20 (columnas en esquina)
- $d$  = Peralte efectivo de la zapata  $d = h - 10$
- $V_u$  = Cortante último

Figura N° 68: Secciones para evaluar por punzonamiento.



Fuente: Tomado de Bases de hormigón armado, Carlos R, Llopiz, 2007.

- **Diseño por fuerza cortante**

La zapata que actúa como viga, con una sección crítica que se extiende en un plano a través del ancho

total y que está localizada a una distancia “d” de la columna o pedestal.

En esta condición:

$$V_u \leq V_n, \text{ donde } V_n = V_c + V_s$$

Donde:

- $V_c$ : Resistencia proporcionada por el concreto.
- $V_s$ : Resistencia proporcionada por el refuerzo de acero del alma.

$$V_u \leq \phi V_c$$

Por tanto:

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

d: peralte efectivo de la losa = h-10cm

- **Diseño de zapatas por flexión**

En cualquier sección de una zapata deberá determinarse haciendo pasar un plano vertical a través de la zapata y calculando el momento producido por las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata que quede a un lado de dicho plano vertical.

Al definirse el peralte de la zapata se calculan el acero de refuerzo para que resistan los momentos de flexión.

El diseño por flexión se hace mediante las ecuaciones de equilibrio de la sección transversal y al final se obtiene:

$$M_u = k_u b d^2$$

CÁLCULO DE LA CUANTÍA QUE SE REQUIERE PARA EL DISEÑO:

$$\rho = \left( \frac{f'_c}{f'_y} \right) \times \left( 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times Mu}{\phi \times f'_c \times b \times d^2}} \right)$$

$$\rho_{min} = 0.0018 \text{ (para losas).}$$

Se debe confirmar que :  $\rho_{min} < \rho$

Para calcular los aceros transversales y longitudinales requeridos se debe usar la siguiente expresión:

$$As = \rho \times b \times d$$

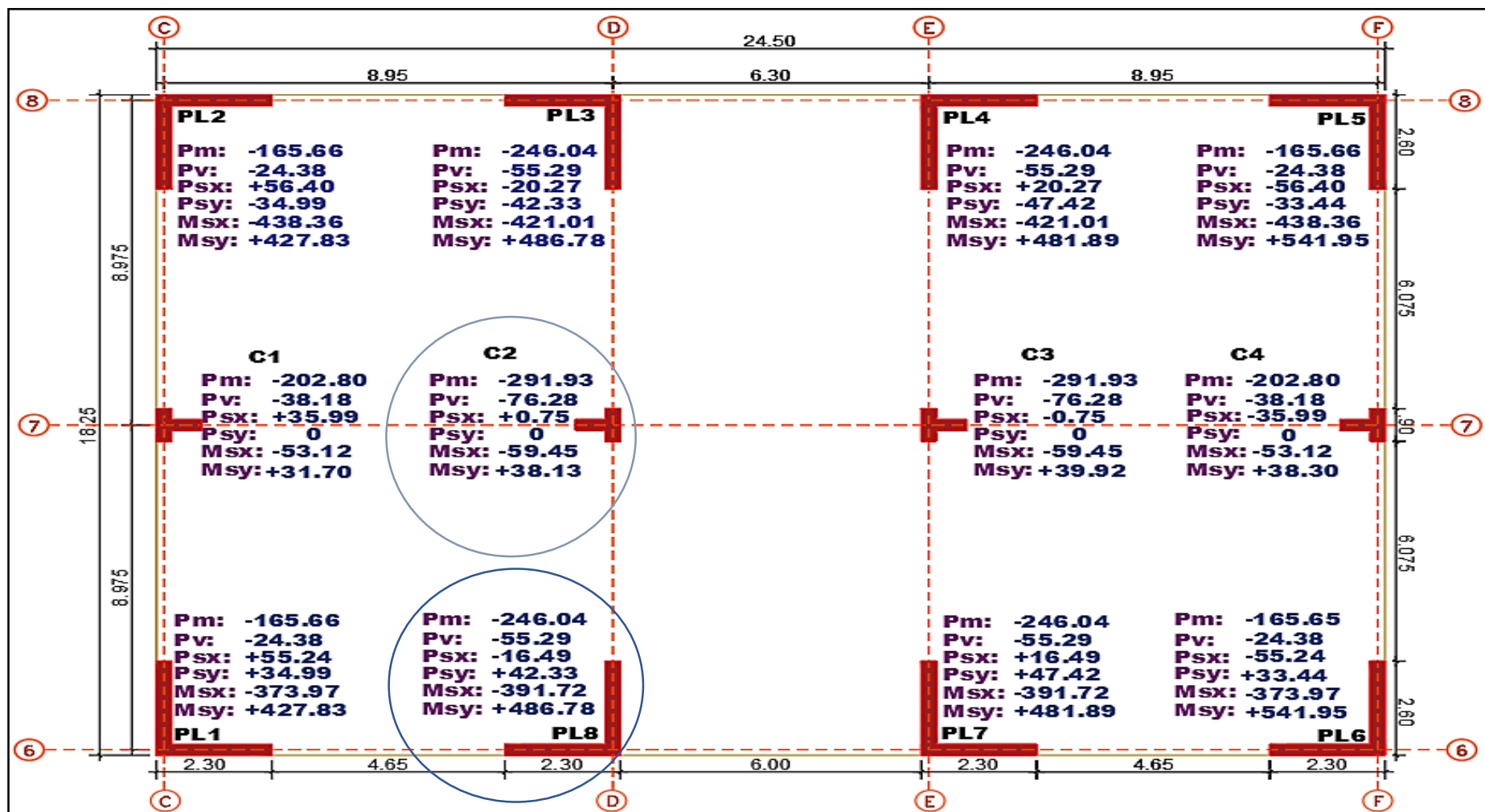
Al analizar las edificaciones sismorresistente una con sótano y la otra similar sin sótano obtenemos los siguientes datos que se usaran para el diseño de las cimentaciones.

Tabla N° 59: Tabulación de la carga axial y momentos de la edificación sismorresistente sin sótano.

TABULACIÓN										
UBICACIÓN	CARGA AXIAL				MOMENTOS					
	PM (ton)	PV (ton)	PSX (ton)	PSY (ton)	MMX (ton.m)	MVX (ton.m)	MSX (ton.m)	MMY (ton.m)	MVY (ton.m)	MSY (ton.m)
<b>PLACAS</b>										
<b>PL1</b>	-165.65	-24.38	+55.24	+34.99	+ 3.36	+ 0.87	-373.97	- 2.58	- 0.64	+427.83
<b>PL2</b>	-165.65	-24.38	+56.40	-34.99	+ 3.36	+ 0.87	-438.36	+ 2.58	+ 0.64	+427.83
<b>PL3</b>	-246.04	-55.29	-20.27	-42.33	- 4.15	- 1.38	-421.01	+ 1.36	+ 0.14	+486.78
<b>PL4</b>	-246.04	-55.29	+20.27	-47.42	+ 4.15	+ 1.38	-421.01	+ 1.36	+ 0.14	+481.89
<b>PL5</b>	-165.65	-24.38	-56.40	-33.44	- 3.36	- 0.87	-438.36	+ 2.58	+ 0.64	+541.95
<b>PL6</b>	-165.65	-24.38	-55.24	+33.44	- 3.36	- 0.87	-373.97	- 2.58	- 0.64	+541.95
<b>PL7</b>	-246.04	-55.29	+16.49	+47.42	+ 4.15	+ 1.38	-391.72	- 1.36	- 0.14	+481.89
<b>PL8</b>	-246.04	-55.29	-16.49	+42.33	- 4.15	- 1.38	-391.72	- 1.36	- 0.14	+486.78
<b>COLUMNAS</b>										
<b>C1</b>	-202.80	-38.18	+35.99	+ 0.00	+ 17.01	+ 4.44	-53.12	+ 0.00	+ 0.00	+31.70
<b>C2</b>	-291.93	-76.28	+0.75	+ 0.00	- 9.27	- 1.11	-59.45	+ 0.00	+ 0.00	+38.13
<b>C3</b>	-291.93	-76.28	-0.75	+ 0.00	+ 9.27	+ 1.11	-59.45	+ 0.00	+ 0.00	+39.92
<b>C4</b>	-202.80	-38.18	-35.99	+ 0.00	+ 17.01	- 4.44	-53.12	+ 0.00	+ 0.00	+38.30

Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 69: Datos de carga axial y momentos de la edificación sismorresistente sin sótano.



Fuente: Elaboración propia.

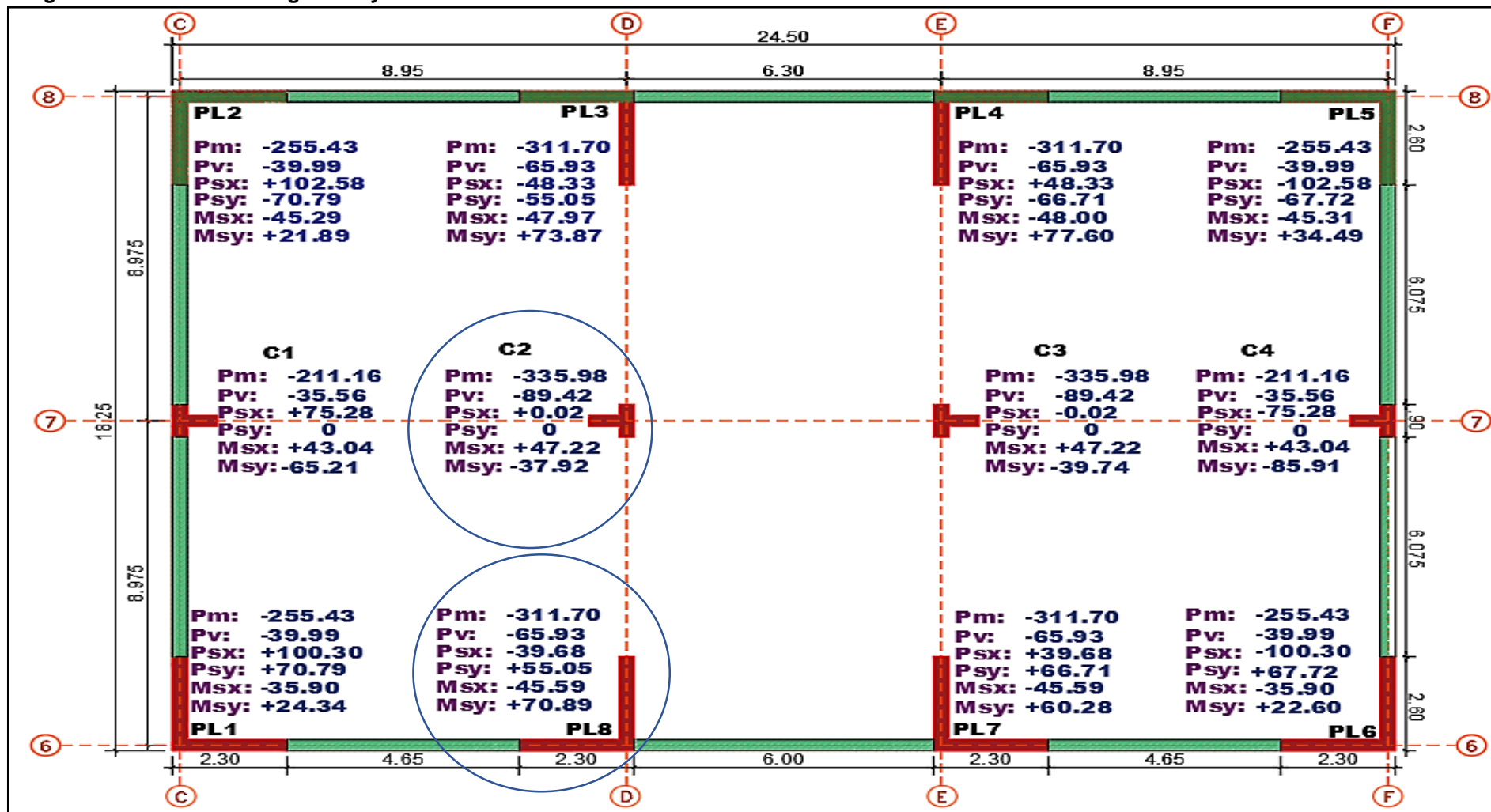
Tabla N° 60: Tabulación de la carga axial y momentos de la edificación sismorresistente con sótano.

TABULACIÓN										
UBICACIÓN	CARGA AXIAL				MOMENTOS					
	PM (ton)	PV (ton)	PSX (ton)	PSY (ton)	MMX (ton.m)	MVX (ton.m)	MSX (ton.m)	MMY (ton.m)	MVY (ton.m)	MSY (ton.m)
<b>PLACAS</b>										
<b>PL1</b>	-255.43	-39.99	+100.30	+70.79	+3.05	+0.61	-35.90	-3.91	-0.80	+24.34
<b>PL2</b>	-255.43	-39.99	+102.58	-70.79	+3.05	+0.61	-45.29	+3.91	+0.80	+21.89
<b>PL3</b>	-311.70	-65.93	-48.33	-55.05	-15.11	-4.09	-47.97	-11.39	-2.81	+73.87
<b>PL4</b>	-311.70	-65.93	+48.33	-66.71	+15.11	+4.09	-48.00	-11.39	-2.81	+77.60
<b>PL5</b>	-255.43	-39.99	-102.58	-67.72	-3.05	-0.61	-45.31	+3.91	+0.80	+34.49
<b>PL6</b>	-255.43	-39.99	-100.30	+67.72	-3.05	-0.61	-35.90	-3.91	-0.80	+22.60
<b>PL7</b>	-311.70	-65.93	+39.68	+66.71	+15.11	+4.09	-45.59	+11.39	+2.81	+60.28
<b>PL8</b>	-311.70	-65.93	-39.68	+55.05	-15.11	-4.09	-45.59	+11.39	+2.81	+70.89
<b>COLUMNAS</b>										
<b>C1</b>	-211.16	-35.56	+75.28	+0.00	+22.88	+5.57	+43.04	+0.00	+0.00	-65.21
<b>C2</b>	-335.98	-89.42	+0.02	+0.00	-6.15	-0.30	+47.22	+0.00	+0.00	-37.92
<b>C3</b>	-335.98	-89.42	-0.02	+0.00	+6.15	+0.30	+47.22	+0.00	+0.00	-39.74
<b>C4</b>	-211.16	-35.56	-75.28	+0.00	-22.88	-5.57	+43.04	+0.00	+0.00	-85.91

Fuente: Elaboración propia.



Figura N° 70: Datos de carga axial y momentos de la edificación sismorresistente con sótano.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 61: Cuadro comparativo de Cargas Axiales y Momentos Flectores de la edificación sin sótano y otra similar con sótano.

CUADRO COMPARATIVO												
	EDIFICACIÓN SIN SÓTANO						EDIFICACIÓN CON SÓTANO					
UBICACION	CARGA AXIAL				MOMENTOS		CARGA AXIAL				MOMENTOS	
	PM (ton)	PV (ton)	PSX (ton)	PSY (ton)	MSX (ton.m)	MSY (ton.m)	PM (ton)	PV (ton)	PSX (ton)	PSY (ton)	MSX (ton.m)	MSY (ton.m)
	<b>PLACAS</b>											
<b>PL1</b>	-165.65	-24.38	+55.24	+34.99	-373.97	+427.83	-255.43	-39.99	+100.30	+70.79	-35.90	+24.34
<b>PL2</b>	-165.65	-24.38	+56.40	-34.99	-438.36	+427.83	-255.43	-39.99	+102.58	-70.79	-45.29	+21.89
<b>PL3</b>	-246.04	-55.29	-20.27	-42.33	-421.01	+486.78	-311.70	-65.93	-48.33	-55.05	-47.97	+73.87
<b>PL4</b>	-246.04	-55.29	+20.27	-47.42	-421.01	+481.89	-311.70	-65.93	+48.33	-66.71	-48.00	+77.60
<b>PL5</b>	-165.65	-24.38	-56.40	-33.44	-438.36	+541.95	-255.43	-39.99	-102.58	-67.72	-45.31	+34.49
<b>PL6</b>	-165.65	-24.38	-55.24	+33.44	-373.97	+541.95	-255.43	-39.99	-100.30	+67.72	-35.90	+22.60
<b>PL7</b>	-246.04	-55.29	+16.49	+47.42	-391.72	+481.89	-311.70	-65.93	+39.68	+66.71	-45.59	+60.28
<b>PL8</b>	-246.04	-55.29	-16.49	+42.33	-391.72	+486.78	-311.70	-65.93	-39.68	+55.05	-45.59	+70.89
	<b>COLUMNAS</b>											
<b>C1</b>	-202.80	-38.18	+35.99	+ 0.00	-53.12	+31.70	-211.16	-35.56	+75.28	+0.00	+43.04	-65.21
<b>C2</b>	-291.93	-76.28	+0.75	+ 0.00	-59.45	+38.13	-335.98	-89.42	+0.02	+0.00	+47.22	-37.92
<b>C3</b>	-291.93	-76.28	-0.75	+ 0.00	-59.45	+39.92	-335.98	-89.42	-0.02	+0.00	+47.22	-39.74
<b>C4</b>	-202.80	-38.18	-35.99	+ 0.00	-53.12	+38.30	-211.16	-35.56	-75.28	+0.00	+43.04	-85.91

Fuente: Elaboración propia.

## 5.2. ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN PARA LA EDIFICACIÓN SISMORRESISTENTE SIN SÓTANO.

Para la cimentación, las cargas axiales y momentos flectores se adquirieron del análisis estructural del programa ETABS 2016 versión 16.0.2., con las cargas de gravedad y de sismo calculadas. (Ver figura N°69)

### 5.2.1. DISEÑO DE ZAPATAS CONCÉNTRICAS.

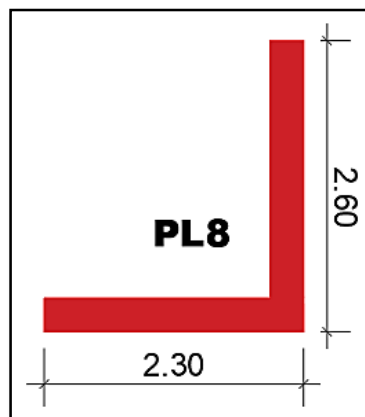
- **Cálculos de áreas de contacto de las zapatas aisladas con cargas y momentos sin muro de sótano.**

Para ver el proceso de la cimentación (área de contacto) de la placa más cargada en este se calculará la placa número 8 (PL8) y la columna 2 (C2).

Datos a considerar:

$f'_c$ :	210 kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma$ admisible:	23.00 ton/m

Figura N° 71: Ilustración para la placa PL8.



Fuente: Elaboración propia.

#### Dimensiones:

- Placa en el eje "X": 2.30 m.
- Placa en el eje "Y": 2.60 m.
- Espesor: 0.30 m.

### Cargas:

<b>Pm</b>	246.05	Ton	<b>Mvx</b>	- 1.38	Ton.m
<b>Pv</b>	55.30	Ton	<b>Msx</b>	- 391.72	Ton.m
<b>Psx</b>	-16.49	Ton	<b>Mmy</b>	- 1.36	Ton.m
<b>Psy</b>	+42.33	Ton	<b>Mvy</b>	- 0.14	Ton.m
<b>Mmx</b>	- 4.15	Ton.m	<b>Msy</b>	+486.78	Ton.m

Donde:

**Pm:** Carga muerta

**Mvx:** Momento por carga viva en "X"

**Pv:** Carga viva

**Msx:** Momento por carga de sismo en "X"

**Psx:** Carga de sismo en "X"

**Mmy:** Momento por carga muerta en "Y"

**Psy:** Carga de sismo en "Y"

**Mvy:** Momento por carga viva en "Y"

**Mmx:** Momento por carga muerta en "X"

**Msy:** Momento por carga de sismo en "Y"

- **Dimensionamiento:**

Se considera las cargas de servicio las cuales se transmiten a través de las placas y/o columnas, más las cargas del peso propio de la zapata y del relleno; estas dos últimas se estimarán con el factor de suelo y para el tipo de suelo que tiene la edificación será el 7% que está estipulado para suelo intermedio por tener capacidad portante de 2.30 kg/cm<sup>2</sup>. también se considerará que para el área tentativa la capacidad portante (qadm) se castigará con 3 para considerar efectos de momentos.

De esta manera el peso total transmitido al suelo por la zapata será:

#### Área tentativa

$$Az = \frac{301.35 \times 1.07}{20} = 16.12 \text{ m}^2$$

$$T = \sqrt{16.12} + \frac{(2.60 - 2.30)}{2} = 4.17 \text{ m.} \approx 4.30 \text{ m.}$$

$$B = \sqrt{16.12} - \frac{(2.60 - 2.30)}{2} = 3.87 \text{ m.} \approx 4.00 \text{ m.}$$

De las verificaciones anteriores con diferentes dimensiones se considera el lado de la zapata de 4.00 m. x 4.30 m. dando un área de 17.20 m<sup>2</sup>.

La diferencia entre los lados = 30 cm.

- **Verificación (Momentos con sismo)**

Como se puede observar, los momentos flectores que actúan en la base de la placa originados por cargas de gravedad son muy bajos por lo cual se despreciarán sus valores; por otro lado, los momentos flectores por sismo son muy altos, en consecuencia, se tomará en cuenta en las siguientes verificaciones, según se detalla a continuación:

**Sismo en “x”**

$$q_x = \frac{P \times F \text{ amplificación}}{T \times B} \pm \frac{6(M_x)}{B \times T^2} \pm \frac{6(M_y)}{T \times B^2}$$

$$q_x = \frac{(301.35 + 16.49) \times 1.07}{4.00 \times 4.30} + \frac{6(397.25)}{4.00 \times 4.30^2} + \frac{6(1.50)}{4.30 \times 4.00^2}$$

$$q_x = 52.13 \text{ ton/m}^2$$

Como se puede observar la presión es mayor a la resistente; de acuerdo al RNE. E-0.60 (Zapatas) se puede considerar hasta un 30% del incremento de la presión resistente al tratarse el sismo de efecto eventual.

$$q_x < q \text{ incrementado}$$

$$q \text{ incrementado} = q_{adm} \times 1.30$$

$$q \text{ incrementado} = 23.00 \times 1.30 = 29.90 \text{ ton/m}^2$$

$$52.13 \text{ ton/m}^2 > 29.90 \text{ ton/m}^2 \text{ ---- No Cumple}$$

Aumentamos las dimensiones de la zapata.

**Sismo en “x”**

$$q_x = \frac{P \times F \text{ amplificación}}{T \times B} \pm \frac{6(M_x)}{T \times B^2} \pm \frac{6(M_y)}{B \times T^2}$$

$$q_{x1} = \frac{(301.35 + 16.49) \times 1.07}{5.50 \times 5.80} + \frac{6(397.25)}{5.50 \times 5.80^2} + \frac{6(1.50)}{5.80 \times 5.50^2}$$

$$q_{x1} = 23.59 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{x2} = \frac{(301.35 + 16.49) \times 1.07}{5.50 \times 5.80} - \frac{6(397.25)}{5.50 \times 5.80^2} - \frac{6(1.50)}{5.80 \times 5.50^2}$$

$$q_{x2} = -8.15 \text{ ton/m}^2$$

### Sismo en "y"

$$q_y = \frac{P \times F \text{ amplificación}}{T \times B} \pm \frac{6(M_x)}{T \times B^2} \pm \frac{6(M_y)}{B \times T^2}$$

$$q_{y1} = \frac{(301.35 + 42.33) \times 1.07}{5.50 \times 5.80} + \frac{6(5.53)}{5.50 \times 5.80^2} + \frac{6(488.28)}{5.80 \times 5.50^2}$$

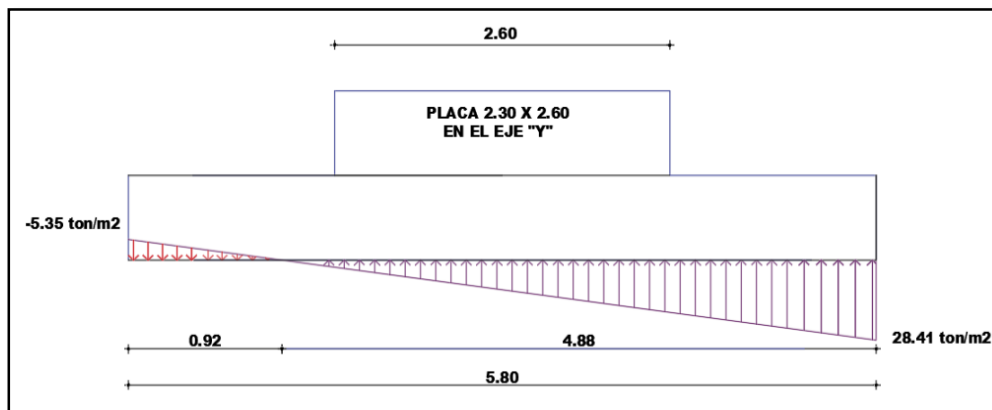
$$q_{y1} = 28.41 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{y2} = \frac{(301.35 + 42.33) \times 1.07}{5.50 \times 5.80} - \frac{6(5.53)}{5.50 \times 5.80^2} - \frac{6(488.28)}{5.80 \times 5.50^2}$$

$$q_{y2} = -5.35 \text{ ton/m}^2$$

- Verificación de la distribución de presiones:

Figura N° 72: Distribución de presiones placa 8 (PL8).

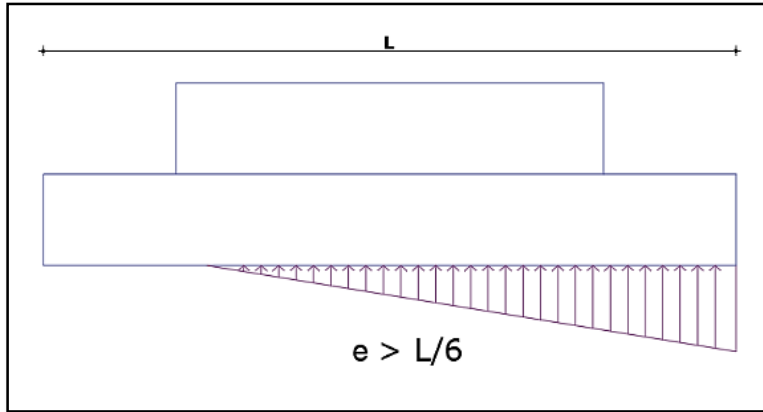


Fuente: Propia.

Se puede observar que la figura N° 72 presenta excentricidad es mayor a  $L/6$ , no está dentro del núcleo central, en consecuencia, estamos en el caso C de la figura N° 66-C donde la distribución en este caso es triangular.

$$e = \frac{M \text{ (Momento)}}{P \text{ (carga axial)}}$$

$$e_y = \frac{(488.28)}{(246.05 + 55.30 + 42.33)} = 1.42$$



$$e > \frac{L}{6} = \frac{5.80}{6} = 0.97$$

1.42 > 0.97 (**Fuera del núcleo central**)

Por lo tanto, para evaluar la presión de los extremos de la cimentación será:

$$q = \frac{2P}{3S(L/2 - e)}$$

Aplicable esta expresión hasta que la excentricidad es igual a:

$$L/2 = 5.80/2 = 2.90 \text{ m.}$$

$$e \geq \frac{L}{2} = \frac{5.80}{6} = 0.97$$

1.42 < 2.90 (**se puede usar la expresión**)

$$q = \frac{2 \times 343.68}{3 \times 5.50 \times (5.80/2 - 1.42)} = 28.08 \text{ ton/m}^2$$

Para poder realizar la evaluación del peralte de la zapata, se verificó por corte y punzonamiento, para estas verificaciones se amplifica las presiones halladas por cargas por gravedad y sismo, el coeficiente de amplificación para cargas de gravedad es 1.46 y el coeficiente de amplificación por sismo es 1.25 obteniendo los siguientes datos:

- Cargas de gravedad = 10.29 x 1.46 = 15.02 ton / m<sup>2</sup>
- Cargas de sismo en "x" = 24.07 x 1.25 = 30.09 ton / m<sup>2</sup>
- Cargas de sismo en "y" = 28.08 x 1.25 = 35.10 ton / m<sup>2</sup>

Para el diseño por el método por resistencia, se selecciona el que es más desfavorable:

$$q_u = 35.10 \text{ ton / m}^2$$

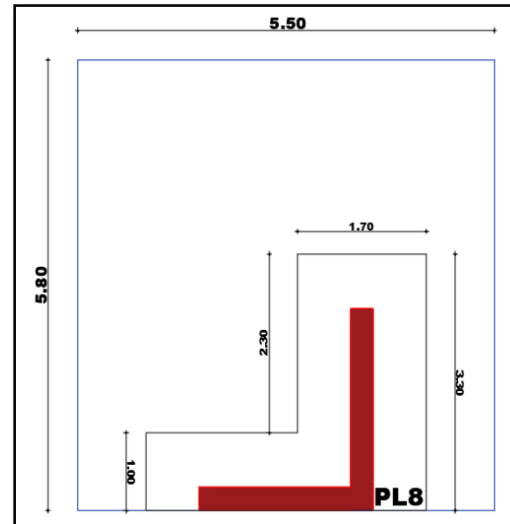
- **Diseño por punzonamiento**

$$B_o: 14.00 \text{ m}$$

$$A_o: 7.61 \text{ m}^2$$

$$A_t: 31.90 \text{ m}^2$$

$$B_c: \frac{2.60}{2.30} = 1.13$$



Cortante de diseño por punzonamiento

$$V_u = 35.10 \times (31.90 - 7.61) = 852.579 \text{ ton}$$

Cortante resistente por punzonamiento

$$\phi V_c = 0.85 \times \left( 0.53 + \frac{1.10}{1.13} \right) \sqrt{210} \times 1400 \times 140 = 3629.73 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.27 \times \left( \frac{40 \times 130}{1419} + 2 \right) \sqrt{210} \times 1419 \times 130 = 3475.23 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 1419 \times 130 = 2408.58 \text{ ton}$$

$$V_u \leq \phi V_c \text{ ---- (cumple)}$$

- **Diseño por corte de zapata concéntrica (PL8)**

Este tipo de diseño por fuerza cortante se empezó con un peralte de  $h = 1.50 \text{ m}$  con peralte efectivo de  $d = 1.40 \text{ m}$ .

$$V_u = q_u \times (X - d)$$

$$V_u = 35.10 \times (3.20 - 0.70) = 87.75 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 140 = 91.40 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi V_c$$



- **Diseño por flexión de zapata**

Con un volado de 3.20 m.

$$M_u = \frac{35.10 \times 3.20^2}{2} = 179.71 \text{ ton.m}$$

Cálculo de la cuantía requerida:

$$\rho = \left( \frac{210}{4200} \right) \times \left( 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 179.71 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 100 \times 140^2}} \right)$$

$$\rho = 0.002501$$

Se debe confirmar que:

$$\rho_{min} < \rho \text{ ---- (cumple)}$$

Cálculo de acero:

$$A_s = 0.002501 \times 100 \times 140 = 35.01 \text{ cm}^2$$

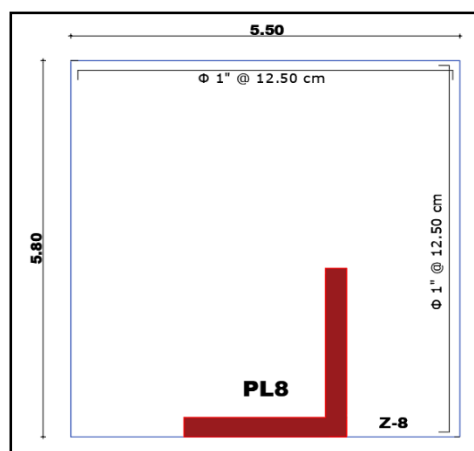
Espaciamiento de aceros eligiendo  $\phi$  de 1":

$$35.01 \text{ -----} 100$$

$$5.10 \text{ -----} X$$

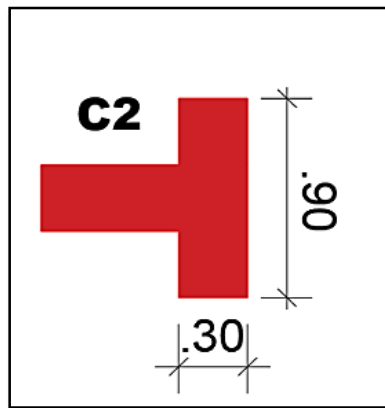
$$S = \frac{5.10 \times 100}{35.01} = 14.57 \approx \phi 1" @ 12.50 \text{ cm. Para ambas direcciones.}$$

**Figura N° 73: Detallado de zapata excéntrica (Z-8).**



Fuente: Propia.

## Zapata para la columna C2



Fuente: Propia.

Dimensiones:

- Placa en el eje "X": 0.90 m.
- Placa en el eje "Y": 0.90 m.
- Espesor: 0.30 m.

Cargas:

<b>Pm</b>	291.93	Ton	<b>Mvx</b>	-1.11	Ton.m
<b>Pv</b>	76.28	Ton	<b>Msx</b>	-59.45	Ton.m
<b>Psx</b>	+0.75	Ton	<b>Mmy</b>	+0.00	Ton.m
<b>Psy</b>	+0.00	Ton	<b>Mvy</b>	+0.00	Ton.m
<b>Mmx</b>	-9.27	Ton.m	<b>Msy</b>	+38.13	Ton.m

Donde:

Pm: Carga muerta

Pv: Carga viva

Psx: Carga de sismo en "X"

Psy: Carga de sismo en "Y"

Mmx: Momento por carga muerta en "X"

Mvx: Momento por carga viva en "X"

Msx: Momento por carga de sismo en "X"

Mmy: Momento por carga muerta en "Y"

Mvy: Momento por carga viva en "Y"

Msy: Momento por carga de sismo en "Y"

- **Dimensionamiento:**

Se considera las cargas de servicio las cuales se transmiten a través de las placas y/o columnas, más las cargas del peso propio de la zapata y del relleno; estas dos últimas se estimarán con el factor de suelo y para el tipo de suelo que tiene la edificación será el 7 % que está estipulado para suelo intermedio por tener capacidad portante de 2.30 kg/cm<sup>2</sup>. también se considerará que para el área tentativa la capacidad portante(qadm) se castigará con 3 para considerar efectos de momentos. De esta manera el peso total transmitido al suelo por la zapata será:

Área tentativa

$$A_z = \frac{368.22 \times 1.07}{20} = 19.70 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{19.70} + \frac{(0.90 - 0.90)}{2} = 4.44 \text{ m.} \approx 4.60 \text{ m.}$$

$$B = \sqrt{19.70} - \frac{(0.90 - 0.90)}{2} = 4.44 \text{ m.} \approx 4.60 \text{ m.}$$

De las verificaciones anteriores con diferentes dimensiones se considera el lado de la zapata de 4.60 m. x 4.60 m. dando un área de 21.16 m<sup>2</sup>.

- **Verificación (Momentos con sismo)**

Como se puede observar los momentos flectores que actúan en la base de la placa originados por cargas de gravedad y sismo son muy bajos por lo cual se despreciaran sus valores, seguidamente se tomará en cuenta en las siguientes verificaciones, según se detalla a continuación:

Sismo en "x"

$$q_x = \frac{P \times F \text{ amplificación}}{T \times B} \pm \frac{6(M_x)}{T \times B^2} \pm \frac{6(M_y)}{B \times T^2}$$

$$q_{x1} = \frac{(368.22 + 0.75) \times 1.07}{4.60 \times 4.60} + \frac{6(9.27 + 1.11 + 59.45)}{4.60 \times 4.60^2} + \frac{6(0)}{4.60 \times 4.60^2}$$

$$q_{x1} = 22.96 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{x2} = \frac{(368.22 + 0.75) \times 1.07}{4.60 \times 4.60} - \frac{6(9.27 + 1.11 + 59.45)}{4.60 \times 4.60^2} - \frac{6(0)}{4.60 \times 4.60^2}$$

$$q_{x2} = 14.35 \text{ ton/m}^2$$

Sismo en "y"

$$q_y = \frac{P \times F \text{ amplificación}}{T \times B} \pm \frac{6(M_x)}{T \times B^2} \pm \frac{6(M_y)}{B \times T^2}$$

$$q_{y1} = \frac{(368.22) \times 1.07}{4.60 \times 4.60} + \frac{6(9.27 + 1.11)}{4.60 \times 4.60^2} + \frac{6(38.13)}{4.60 \times 4.60^2}$$

$$q_{y1} = 21.61 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{y2} = \frac{(368.22) \times 1.07}{4.60 \times 4.60} - \frac{6(9.27 + 1.11)}{4.60 \times 4.60^2} - \frac{6(38.13)}{4.60 \times 4.60^2}$$

$$q_{y2} = 15.63 \text{ ton/m}^2$$

Se puede observar la presión es mayor a la resistente; de acuerdo al RNE. E-0.60 (Zapatitas) se puede considerar hasta un 30% del incremento de la presión resistente al tratarse el sismo de efecto eventual.

$$q \text{ incrementado} = q_{adm} \times 1.30$$

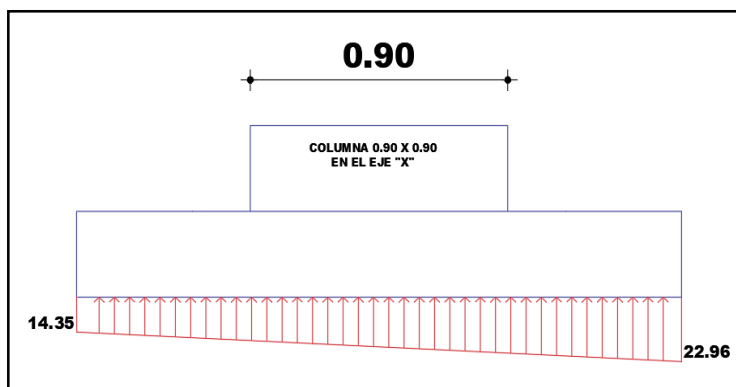
$$q \text{ incrementado} = 23.00 \times 1.30 = 29.90 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x < q \text{ incrementado}$$

$$22.96 \text{ ton/m}^2 < 29.90 \text{ ton/m}^2 \text{ ---- Cumple}$$

### Verificación de la distribución de presiones:

Figura N° 74: Distribución de presiones columna 2 (C2).

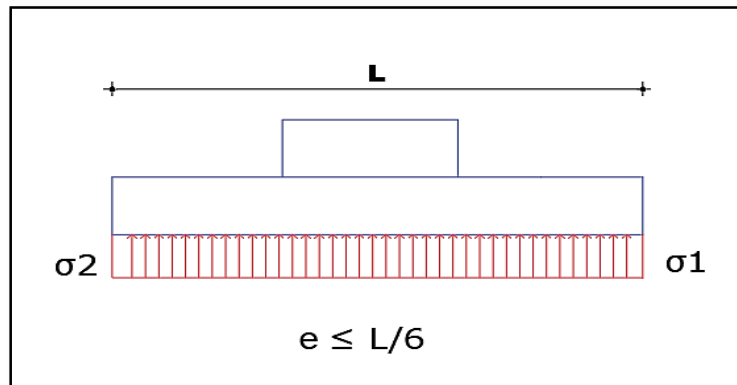


Fuente: Propia.

Se puede observar que la figura N° 74 presenta excentricidad menor que L/6, está dentro del núcleo central, en consecuencia, estamos en el caso a, figura N° 66-A donde la distribución es uniformemente distribuida.

$$e = \frac{M \text{ (Momento)}}{P \text{ (carga axial)}}$$

$$e_x = \frac{(0)}{(346.13 + 10.68)} = 0$$



$$e < \frac{L}{6} = \frac{4.60}{6} = 0.77$$

0 < 0.77 (**Dentro del núcleo central**)

Para poder realizar la evaluación del peralte de la zapata, se verificó por corte y punzonamiento, para estas verificaciones se amplifican las presiones halladas por cargas por gravedad y sismo, el coeficiente de amplificación para cargas de gravedad es 1.44 y el coeficiente de amplificación por sismo es 1.25 obteniendo los siguientes datos:

- Cargas de gravedad = 19.26 x 1.44 = 27.73 ton / m<sup>2</sup>
- Cargas de sismo en "x" = 22.96 x 1.25 = 28.70 ton / m<sup>2</sup>
- Cargas de sismo en "y" = 21.61 x 1.25 = 27.01 ton / m<sup>2</sup>

Para el diseño por el método por resistencia, se selecciona el que es más desfavorable:

$$q_u = 28.70 \text{ ton / m}^2$$

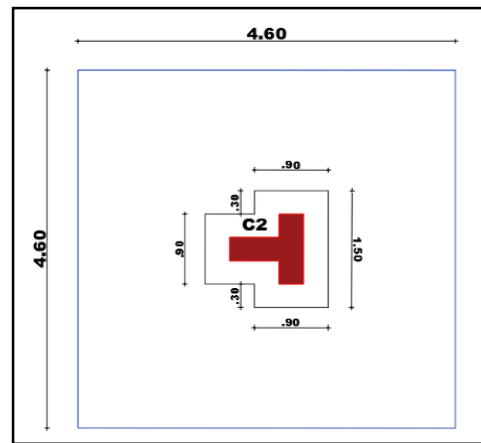
- **Diseño por punzonamiento**

Bo: 6.00 m

Ao: 1.89 m<sup>2</sup>

At: 21.16 m<sup>2</sup>

Bc:  $\frac{0.90}{0.90} = 1.00$



Cortante de diseño por punzonamiento

$$V_u = 28.70 \times (21.16 - 1.89) = 553.05 \text{ ton}$$

**CORTANTE RESISTENTE POR PUNZONAMIENTO**

$$\phi V_c = 0.85 \times \left( 0.53 + \frac{1.10}{1.00} \right) \sqrt{210} \times 600 \times 60 = 722.80 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.27 \times \left( \frac{40 \times 70}{560} + 2 \right) \sqrt{210} \times 560 \times 70 = 511.82 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 560 \times 70 = 912.59 \text{ ton}$$

$$V_u \leq \phi V_c \text{ ---- (cumple)}$$

- **Diseño por corte de zapata concéntrica (PL8)**

Este tipo de diseño por fuerza cortante se empezó con un peralte de  $h = 0.70$  m con peralte efectivo de  $d = 0.60$  m.

$$V_u = q_u \times (X - d)$$

$$V_u = 28.70 \times (1.85 - 0.60) = 35.88 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 60 = 39.17 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi V_c$$

- **Diseño por flexión de zapata**

Con un volado de 1.85 m.

$$M_u = \frac{28.70 \times 1.85^2}{2} = 49.11 \text{ ton.m}$$

Cálculo de la cuantía requerida:

$$\rho = \left( \frac{210}{4200} \right) \times \left( 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 49.11 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 100 \times 60^2}} \right)$$

$$\rho = 0.003779$$

Se debe confirmar que:

$$\rho_{min} < \rho \text{ ---- (cumple)}$$

Cálculo de acero:

$$A_s = 0.003779 \times 100 \times 60 = 22.68 \text{ cm}^2$$

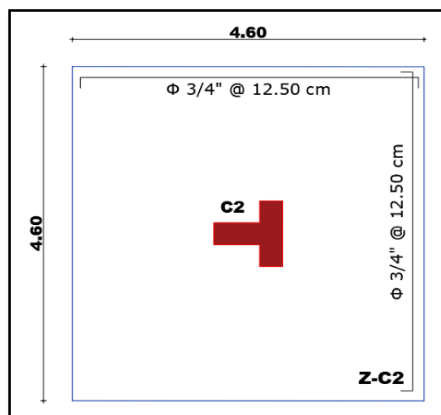
Espaciamiento de aceros eligiendo  $\phi$  de 3/4":

$$22.68 \text{-----} 100$$

$$2.84 \text{-----} X$$

$$S = \frac{2.84 \times 100}{22.68} = 12.52 \approx \phi 3/4" @ 12.50 \text{ cm.}$$

Figura N° 75: Detallado de zapata excéntrica (Z-C2).



Fuente: Propia.

**Tabla N° 62: Dimensión y áreas de la cimentación con zapata aisladas de la edificación sin sótano.**

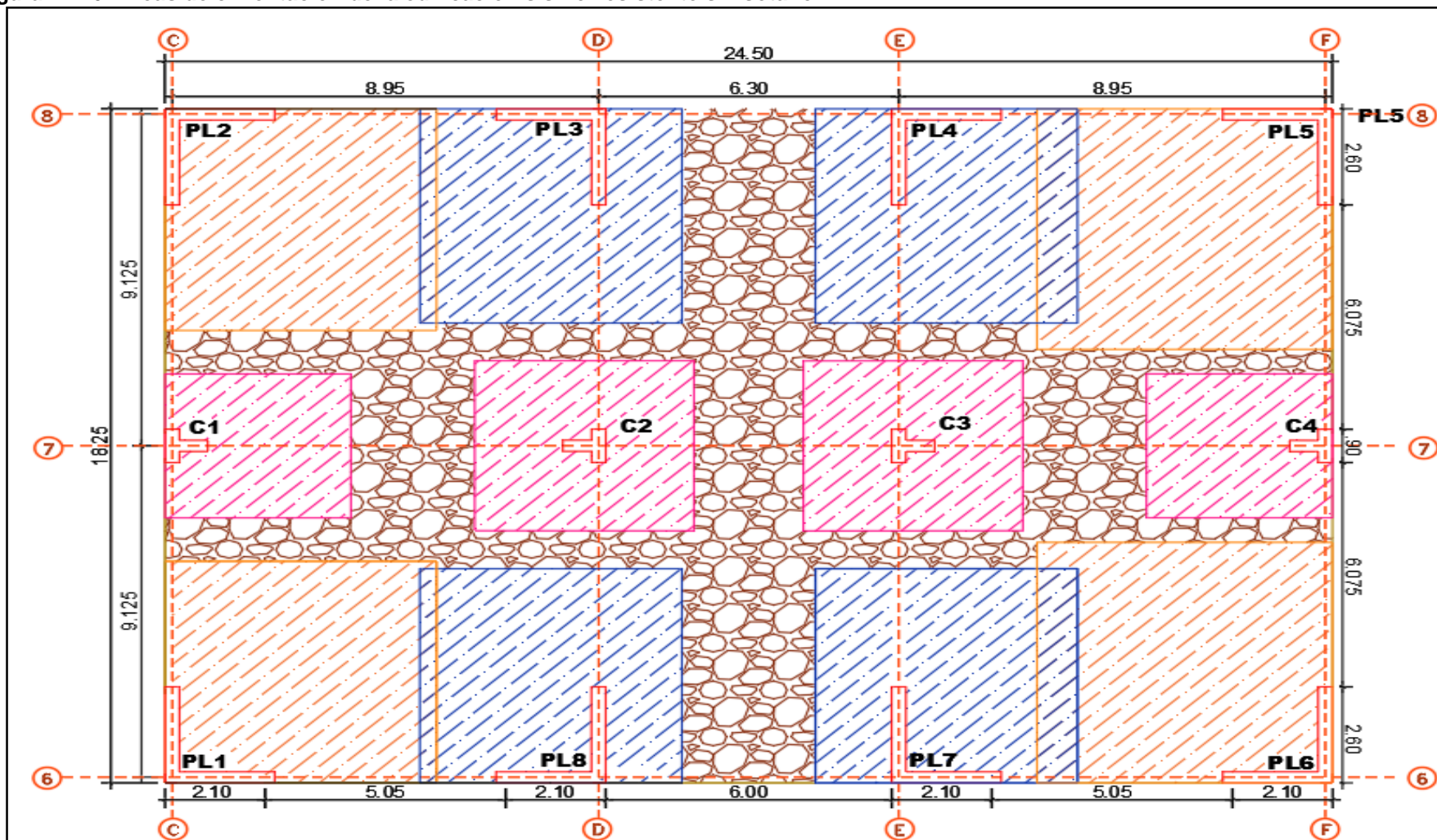
<b>ELEMENTO</b>	<b>B</b>		<b>T</b>		<b>ÁREA</b>	
<b>ZPL1</b>	5.70	m	6.00	m	34.20	m <sup>2</sup>
<b>ZPL2</b>	5.70	m	6.00	m	34.20	m <sup>2</sup>
<b>ZPL3</b>	5.50	m	5.80	m	31.90	m <sup>2</sup>
<b>ZPL4</b>	5.50	m	5.80	m	31.90	m <sup>2</sup>
<b>ZPL5</b>	6.20	m	6.50	m	40.30	m <sup>2</sup>
<b>ZPL6</b>	6.20	m	6.50	m	40.30	m <sup>2</sup>
<b>ZPL7</b>	5.50	m	5.80	m	31.90	m <sup>2</sup>
<b>ZPL8</b>	5.50	m	5.80	m	31.90	m <sup>2</sup>
<b>ZC1</b>	3.90	m	3.90	m	15.21	m <sup>2</sup>
<b>ZC2</b>	4.60	m	4.60	m	21.16	m <sup>2</sup>
<b>ZC3</b>	4.60	m	4.60	m	21.16	m <sup>2</sup>
<b>ZC4</b>	3.90	m	3.90	m	15.21	m <sup>2</sup>
Sumatorias de las áreas de zapatas					349.34	m <sup>2</sup>
Área del terreno a cimentar					447.13	m <sup>2</sup>
Área del terreno libre					97.79	m <sup>2</sup>
Porcentaje del área libre					21.87%	
Porcentaje del área a cimentar					78.13%	

**Fuente: Propia.**

Como se observa, no se puede utilizar este tipo de cimentación ya que la distribución de las presiones es triangular lo que podría causar torsión y provocar daños estructurales y no estructurales.



Figura N° 76: Áreas de cimentación de la edificación sismorresistente sin sótano.



Fuente: Propia.

## 5.2.2. DISEÑO DE CIMENTACIÓN RETICULAR SIN VIGA:

### A. Área de contacto:

#### 1. Predimensionamiento del área de contacto de la cimentación reticular sin viga:

Se define las cargas axiales y momentos flectores que transmite cada columna y placa.

ELEMENTO	PM (ton)	PV (ton)	P total
<b>PLACAS</b>			
PL1	165.65	24.38	190.04
PL2	165.65	24.38	190.04
PL3	246.04	55.29	301.35
PL4	246.04	55.29	301.35
PL5	165.65	24.38	190.04
PL6	165.65	24.38	190.04
PL7	246.04	55.29	301.35
PL8	246.04	55.29	301.35
<b>COLUMNAS</b>			
C1	202.80	38.18	240.99
C2	291.93	76.28	368.22
C3	291.93	76.28	368.22
C4	202.80	38.18	240.99
P. Zapata	1056.40		1056.40
P. Relleno	275.25		275.25
Sobrecarga		196.61	196.61
TOTAL (Ton)			4712.23

#### Cálculo del área tentativa total:

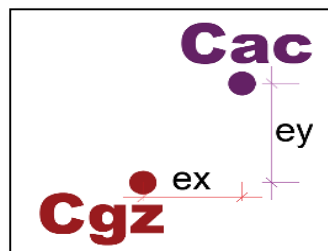
$$A = \frac{P_m + P_v}{q_{adm}} = \frac{4712.23}{20} = 235.612 \text{ m}^2$$

Donde:

- P<sub>m</sub>: Carga axial producto de la carga muerta en estado de servicio que procede del peso de la estructura.
- P<sub>v</sub>: Carga axial producto de la carga viva en estado de servicio que procede del peso de la estructura.

- $q_{adm}$ : Capacidad admisible del suelo castigada debido a la presencia de momentos de sismo,  $q-3 = 20Tn/m^2$  (Según Blanco, 1998).

Esta área calculada es tentativa, debido a que con la acción de los momentos flectores actuantes se debe verificar que las presiones de contacto sean menores que la capacidad admisible del terreno. Para ello, primero se procede a hallar el centro geométrico). Segundo, se halla el centro de aplicación de las cargas tanto en la dirección X, como en la dirección Y. (Ver tabla N°63 y N°64)



**Tabla N° 63: Punto de aplicación de las cargas en la dirección X.**

CENTRO DE APLICACIÓN DE LAS CARGAS EN LA DIRECCIÓN "X"						
UBICACIÓN	PM (ton)	PV (ton)	Pm + Pv	Msx	X (m)	P*X
PL1	165.65	24.38	190.05	373.97	0.65	123.53
PL2	165.65	24.38	190.05	438.36	0.65	123.53
PL3	246.04	55.29	301.35	421.01	8.60	2591.59
PL4	246.04	55.29	301.35	421.01	15.90	4791.43
PL5	165.65	24.38	190.05	438.36	23.85	4532.52
PL6	165.65	24.38	190.05	373.97	23.85	4532.52
PL7	246.04	55.29	301.35	391.72	15.90	4791.43
PL8	246.04	55.29	301.35	391.72	8.60	2591.59
<b>COLUMNAS</b>						
C2	202.80	38.18	240.99	53.12	0.33	79.53
C1	291.93	76.28	368.22	59.45	8.92	3284.51
C4	291.93	76.28	368.22	59.45	15.58	5736.85
C3	202.80	38.18	240.99	53.12	24.17	5824.63
P. Zapata	1056.40		1056.40		12.25	12940.93
P. Relleno	275.25		275.25		12.25	3371.83
Sobrecarga		196.61	196.61		12.25	2408.45
TOTAL	3967.97	744.26	4712.23	3475.24		57724.85
$X (m) = (57724.85 + 3475.24) / 4712.23$						12.988

Fuente: Propia.

**Tabla N° 64: Punto de aplicación de las cargas en la dirección Y.**

CENTRO DE APLICACIÓN DE LAS CARGAS EN LA DIRECCIÓN "Y"						
UBICACIÓN	PM (ton)	PV (ton)	Pm+Pv	Msy	X (m)	P*Y
PL1	165.65	24.38	190.05	427.83	0.80	152.03
PL2	165.65	24.38	190.05	427.83	17.45	3316.25
PL3	246.04	55.29	301.35	486.78	17.45	5258.51
PL4	246.04	55.29	301.35	481.89	17.45	5258.51
PL5	165.65	24.38	190.05	541.95	17.45	3316.25
PL6	165.65	24.38	190.05	541.95	0.80	152.03
PL7	246.04	55.29	301.35	481.89	0.80	241.08
PL8	246.04	55.29	301.35	486.78	0.80	241.08
<b>COLUMNAS</b>						
C2	202.80	38.18	240.99	31.70	9.125	2199.00
C1	291.93	76.28	368.22	38.13	9.125	3360.00
C4	291.93	76.28	368.22	39.92	9.125	3360.00
C3	202.80	38.18	240.99	38.30	9.125	2199.00
P. Zapata	1056.40		1056.40		9.125	9639.67
P. Relleno	275.25		275.25		9.125	2511.67
Sobrecarga		196.61	196.61		9.125	1794.05
TOTAL	3967.97	744.26	4712.23	4024.94		42999.12
$X (m) = (42999.12 + 4024.94) / 4712.23$						9.979

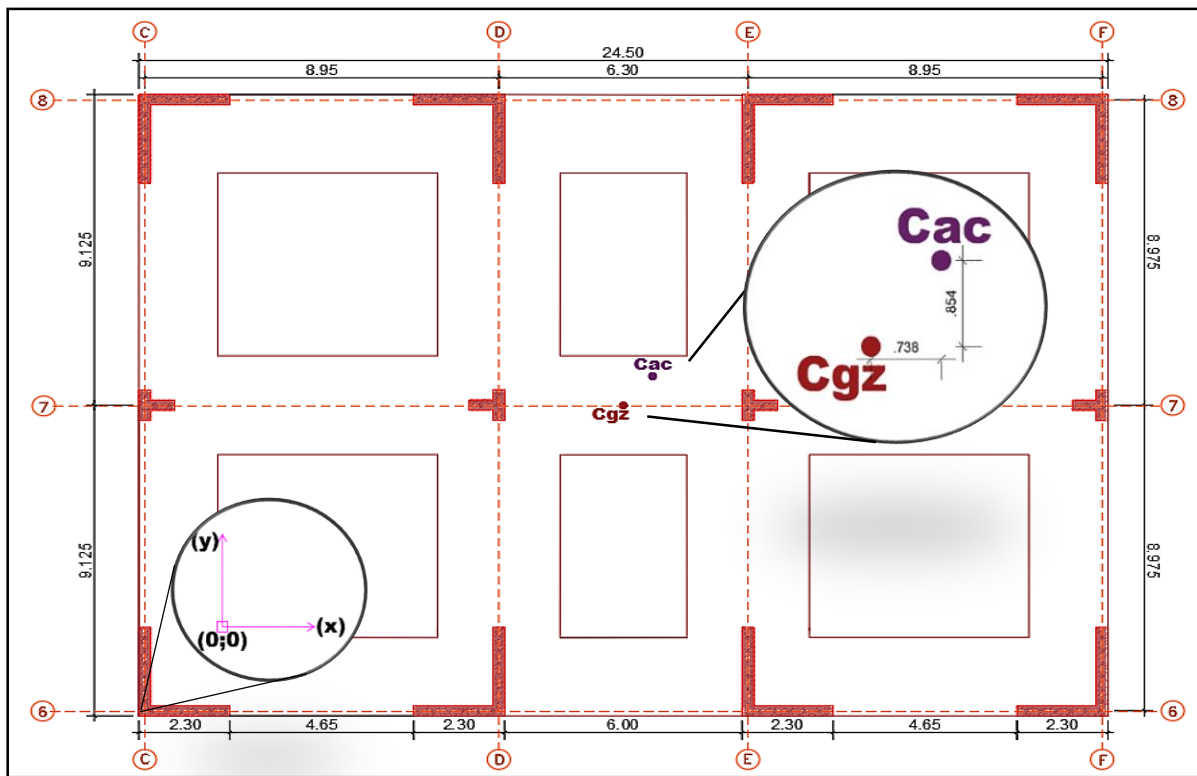
Fuente: Propia.

**Tabla N° 65: Excentricidad de la cimentación.**

	CENTRO DE APLICACIÓN DE CARGAS	CENTRO GEOMÉTRICO DE LA CIMENTACIÓN	EXCENTRIDAD
X	12.988	12.250	0.738
Y	9.979	9.125	0.854

Fuente: Propia.

Figura N° 77: Centro geométrico y Centro de aplicación de las cargas de la edificación sin sótano.



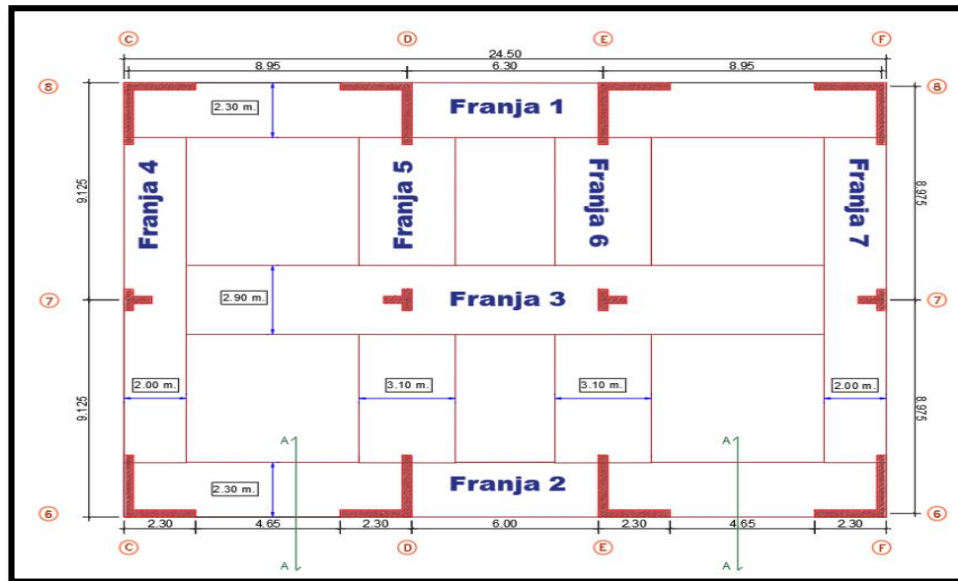
Fuente: Propia.

## 2. Confirmación de las dimensiones obtenidas.

	Eje	Dimensiones	Área total (m <sup>2</sup> )
Sentido x-x	6-6	24.50 x 2.30	56.35
	7-7	20.50 x 2.90	59.45
	8-8	24.50 x 2.30	56.35
Sentido y-y	C-C	13.65 x 2.00	27.30
	D-D	10.76 x 3.10	33.36
	E-E	10.76 x 3.10	33.36
	F-F	13.65 x 2.00	27.30
Total			293.45

Asimismo, se procedió a calcular las inercias, a toda la estructura se dividió en franjas como se muestra en adelante, para al final obtener la suma total de inercia en cada dirección (x,y).

Figura N° 78: Distribución de franjas para calcular inercias.



Fuente: Propia.

Tabla N° 66: Propiedades de la cimentación.

Área de la cimentación (m <sup>2</sup> )	293.45
Inercia XX (m <sup>4</sup> )	9408.34
Inercia YY (m <sup>4</sup> )	15362.56
V <sub>x</sub>	12.250
V <sub>y</sub>	9.125

Fuente: Propia.

A continuación, después de obtener los resultados considerando los efectos de sismo se procede a hallar las presiones de contacto en el suelo utilizando la siguiente expresión:

$$q_2 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = \frac{P}{A} \pm \frac{(M_x + (P \cdot e_x)) \cdot V_x}{I_{yy}} \pm \frac{(P \cdot e_y) \cdot V_y}{I_{xx}}$$

$$q_3 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = \frac{P}{A} \pm \frac{(P \cdot e_x) \cdot V_x}{I_{yy}} \pm \frac{(M_y + (P \cdot e_y)) \cdot V_y}{I_{xx}}$$

Donde:

- P: Carga axial total en la base de los apoyos ( $\Sigma P_m + \Sigma P_v + \Sigma P_s / 1.25$ ) (Estados de servicio)

- A: Área total de la cimentación.
- M: Momento flector que se transmite. ( $\Sigma M + \Sigma M_s / 1.25$ )
- $I_{yy}$ ,  $I_{xx}$ : momento de inercia
- $e_x$ ,  $e_y$ : excentricidad en el sentido x e y

Reemplazando la expresión:

$$q_2 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = \frac{4712.232}{293.45} + \frac{(3475.239 + (4712.232 \times 0.738)) \times 12.25}{15362.56} + \frac{4712.232 \times 0.854 \times 9.125}{9408.343}$$

$$q_2 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = 25.50$$

$$q_3 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = \frac{4712.232}{293.45} + \frac{(4024.94 + (4712.232 \times 0.854)) \times 9.125}{9408.343} + \frac{4712.232 \times 0.738 \times 12.25}{15362.56}$$

$$q_3 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = 26.64$$

Después de verificar que las presiones no tengan expresión negativa se obtuvo los siguientes resultados:

- Esfuerzos cargas de gravedad:  
 $q_1 = 16.06 < q_{adm} = 23.00 \text{ ton/m}^2$
- Esfuerzos cargas de gravedad y sismo en X:  
 $q_2 = 25.50 < q_{adm\text{sismo}} = 29.90 \text{ ton/m}^2$
- Esfuerzos cargas de gravedad y sismo en Y:  
 $q_3 = 26.64 < q_{adm\text{sismo}} = 29.90 \text{ ton/m}^2$

Se puede verificar que en todos los casos las presiones son menores a las admisibles. En esta etapa de dimensionamiento solo se calcula con cargas de servicio sin amplificar.

## B. Diseño de la cimentación:

Para el diseño de la cimentación se debe verificar por:

- Punzonamiento
- Flexión

En la etapa de diseño se utilizan las cargas amplificadas en este caso lo realizamos utilizando los coeficientes aproximados. Asimismo, a esta carga se debe descontar la

carga correspondiente al peso del relleno y al peso propio de la zapata, debido a que estas cargas se distribuyen en toda el área de la zapata y están en sentido contrario al de las presiones del suelo. Por lo tanto, la carga uniformemente distribuida con la que se trabaja es la siguiente:

$$q_2 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = \frac{P}{A} \pm \frac{(M_x + (P \cdot e_x)) \cdot V_x}{I_{yy}} \pm \frac{(P \cdot e_y) \cdot V_y}{I_{xx}}$$

$$q_3 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = \frac{P}{A} \pm \frac{(P \cdot e_x) \cdot V_x}{I_{yy}} \pm \frac{(M_y + (P \cdot e_y)) \cdot V_y}{I_{xx}}$$

Reemplazando la expresión:

$$q_{u2} \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = \frac{3183.971}{293.45} + \frac{(3475.239 + (3183.971 \times 0.738)) \times 12.25}{15362.56} + \frac{3183.971 \times 0.854 \times 9.125}{9408.343}$$

$$q_2 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = 18.13$$

$$q_{u3} \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = \frac{3183.971}{293.45} + \frac{(4024.94 + (3183.971 \times 0.854)) \times 9.125}{9408.343} + \frac{3183.971 \times 0.738 \times 12.25}{15362.56}$$

$$q_3 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = 19.26$$

- Esfuerzos últimos por cargas de gravedad:

$$q_{u1} = 10.85 \times 1.45 = 15.75 \text{ ton/m}^2$$

- Esfuerzos últimos de cargas de gravedad y sismo en X:

$$q_{u2} = 18.13 \times 1.25 = 22.66 \text{ ton/m}^2$$

- Esfuerzos últimos de cargas de gravedad y sismo en Y:

$$q_{u3} = 19.26 \times 1.25 = 24.08 \text{ ton/m}^2$$

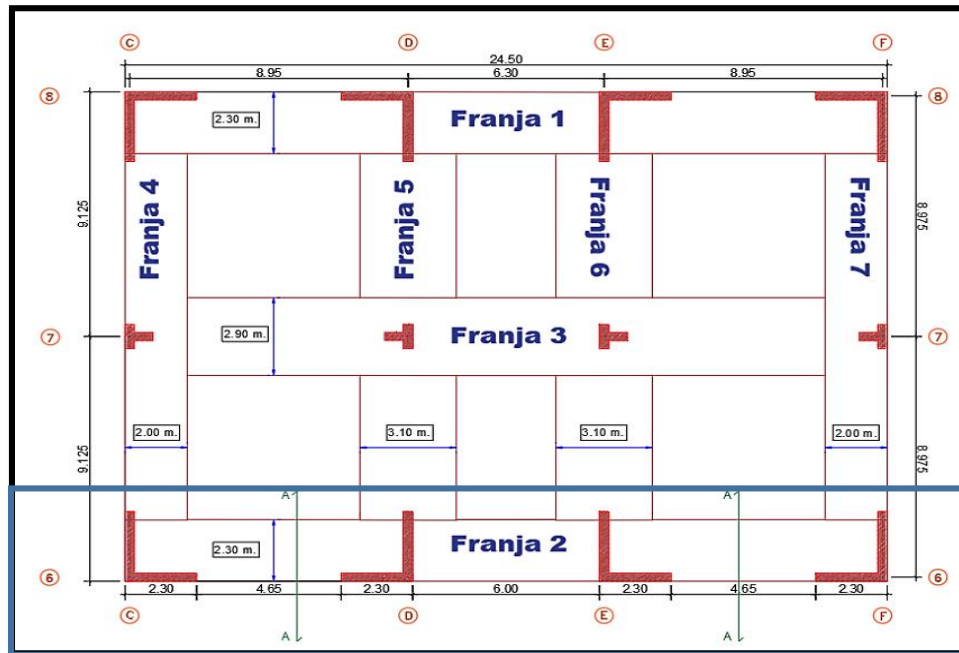
Con estos resultados se elige el más desfavorable en este caso es  $q_{u3} = 24.08 \text{ ton/m}^2$ .

Para el diseño se tomará como referencia el eje 6-6.

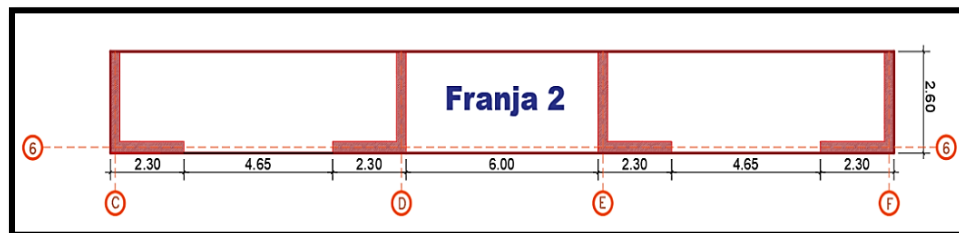


### C. Diseño por flexión, corte y punzonamiento

Figura N° 79: Ubicación del eje 6 para el diseño de la cimentación reticulada sin viga.



Corte A-A



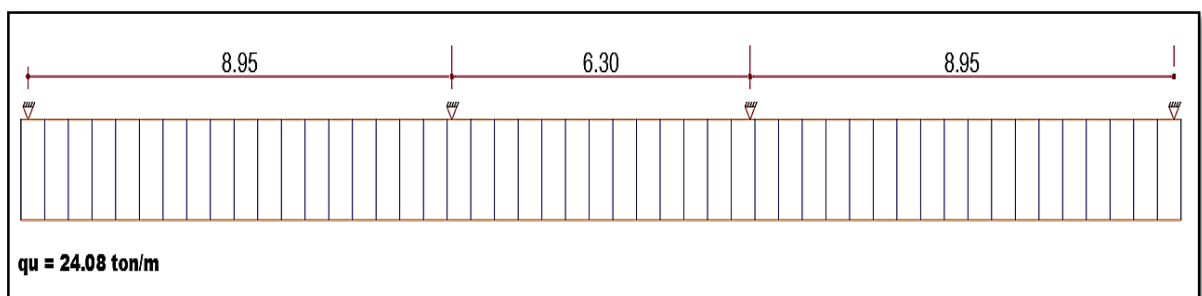
Fuente: Propia.

Analizamos la franja (6-6):

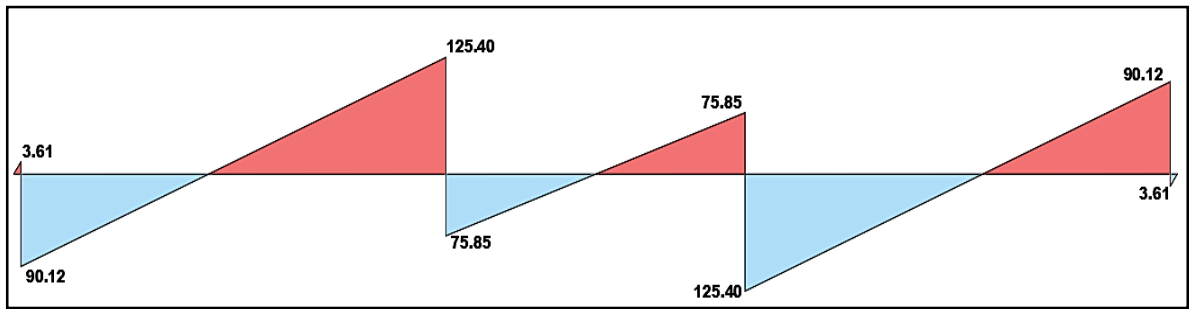
Para realizar el análisis estructural de la cimentación reticular sin viga se escogió:

$$q_u = 24.08 \text{ ton/m}^2$$

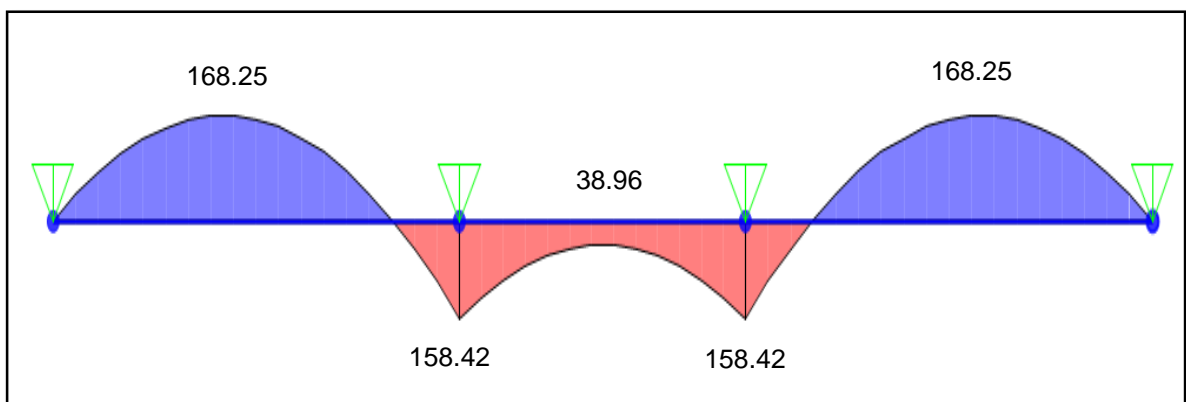
Figura N° 80: Análisis estructural de la franja 6-6 de la cimentación reticular sin viga.



- Diagrama de fuerza cortante:



- Diagrama de momento flector:

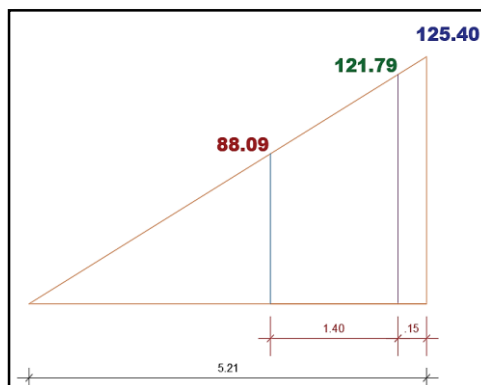


Fuente: Propia.

- Diseño por corte de la franja eje 6-6:

Seguidamente de haber efectuado el análisis estructural de la franja 6-6, se inicia el diseño por fuerza cortante con un peralte de  $h=1.50$  m. peralte efectivo de  $d = 1.40$  m.

Figura N° 81: Diagrama de fuerza cortante de la franja 6-6 de la cimentación reticulada sin viga.



Fuente: Propia.

Cortante de diseño

$$V_u = \frac{125.40 \times (5.21 - 0.15 - 1.40)}{5.21} = 88.09 \text{ ton}$$

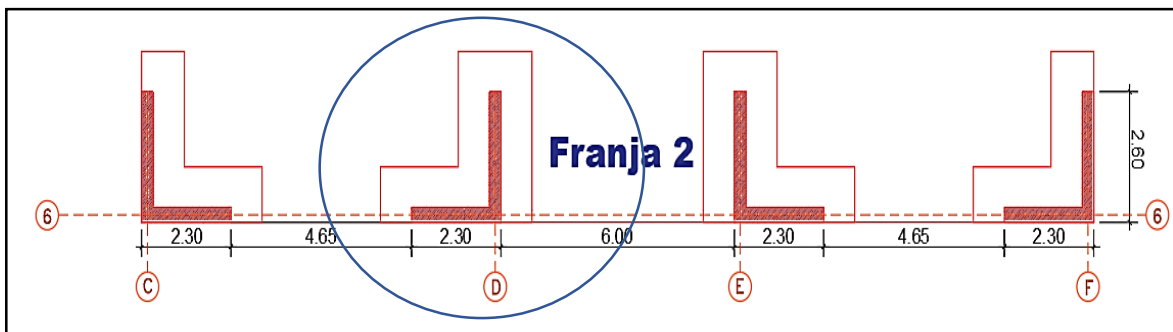
Cortante resistente

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 140 = 91.40 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi V_c \text{ ----- (cumple)}$$

- **Diseño por punzonamiento de la franja del eje 6-6**

Figura N° 82: Secciones para la evaluación del punzonamiento en el eje 6-6.



Fuente: Propia.

$$b_o = 14.00 \text{ m}$$

$$A_o = 7.61 \text{ m}^2$$

Cortante de diseño por punzonamiento-PL8

$$V_u = P_u - \sigma_u \times A_o$$

$$V_u = 438.13 - (24.08 \times 7.61) = 254.88 \text{ ton}$$

Cortante resistente por punzonamiento-PL8

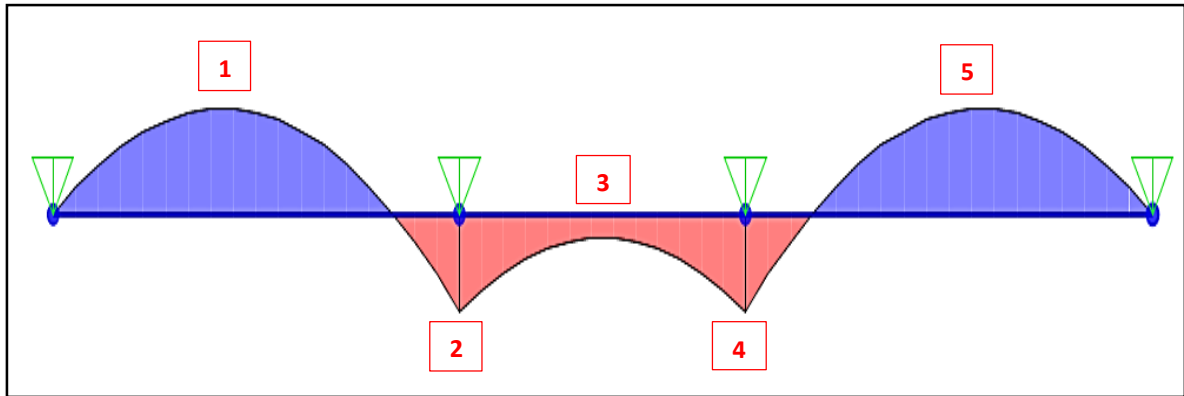
$$\phi V_c = 0.85 \times \left( 0.53 + \frac{1.10}{1.13} \right) \sqrt{210} \times 1400 \times 140 = 3629.73 \text{ ton}$$

$$\phi V_c \text{ limite} = 0.85 \times 1.1 \times \sqrt{210} \times 1400 \times 140 = 2655.69 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi V_c$$

- **Diseño por flexión de la franja del eje 7-7**

**Figura N° 83: Diseño por flexión de la franja 6-6 de la cimentación reticulada sin viga.**



**Fuente: Propia.**

	1	2	3	4	5		
Mu (Ton)	168.25	158.42	38.96	158.42	168.25		
M(cara apoyo)		153.86	150.88	150.88	153.86		
b (cm)	100	100	100	100	100	100	
d (cm)	140	140	140	140	140	140	
ρ Requerida	0.00234	0.00213	0.00209	0.00053	0.00234	0.00213	0.002095
ρ Min	<b>0.0018</b>	<b>0.0018</b>	<b>0.0018</b>	<b>0.0018</b>	<b>0.0018</b>	<b>0.0018</b>	<b>0.0018</b>
As requerido	32.72	29.85	29.26	25.20	32.72	29.85	33.33
As colocado	φ 1" @ 15 cm	φ 1" @ 15 cm	φ 1" @ 15 cm	φ 1" @ 20 cm	φ 1" @ 15 cm	φ 1" @ 15 cm	φ 1" @ 15 cm

**Cálculo de espaciamiento de acero (+)**

Cálculo de la cuantía requerida:

$$\rho = \left( \frac{210}{4200} \right) \times \left( 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 168.25 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 100 \times 140^2}} \right)$$

**ρ = 0.00234**

Se debe confirmar que:

$\rho_{min} < \rho$  ---- (cumple)

Cálculo de acero:

$As = 0.00234 \times 100 \times 140 = 32.72m^2$

Espaciamiento de aceros eligiendo ø de 1":

$32.73 \text{-----} 100$

$$5.10\text{-----}X$$

$$S = \frac{5.10 \times 100}{32.72} = 15.59 \approx \emptyset 1" @ 15.00 \text{ cm}$$

**Cálculo de espaciamiento de acero (-)**

Cálculo de la cuantía requerida:

$$\rho = \left(\frac{210}{4200}\right) \times \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 153.86 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 100 \times 140^2}}\right)$$

$$\rho = 0.00213$$

Se debe confirmar que:

$$\rho_{min} < \rho \text{ ---- (cumple)}$$

Cálculo de acero:

$$A_s = 0.00213 \times 100 \times 140 = 29.85 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento de aceros eligiendo  $\emptyset$  de 1":

$$29.85\text{-----}100$$

$$5.10\text{-----}X$$

$$S = \frac{5.10 \times 100}{29.85} = 17.08 \approx \emptyset 1" @ 15 \text{ cm}$$

Armadura transversal de la losa:

Volado: 2.30 m

$$M_u = \frac{24.08 \times 2.30^2}{2} = 63.69 \text{ ton} \times m$$

Cálculo de la cuantía requerida:

$\rho_{min} = 0.0012$  (para losas)

$$\rho = \left(\frac{210}{4200}\right) \times \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 63.69 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 100 \times 140^2}}\right) = 0.00067$$

Se debe de confirmar que:

$$\rho_{min} < \rho$$

0.0012 < 0.00067. **(no cumple con cuantía mínima)**

Cálculo de acero:

$$A_s = 0.0012 \times 100 \times 140 = 16.80 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento de aceros eligiendo  $\phi$  de 3/4":

$$16.80 \text{ -----} 100$$

$$2.84 \text{ -----} X$$

$$S = \frac{2.84 \times 100}{16.80} = 16.90 \approx \phi \text{ 3/4" @ 15.00 cm}$$

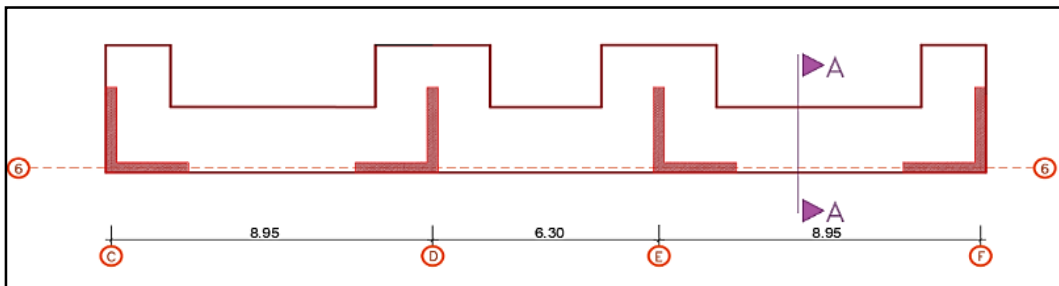
- **Verificación de rigidez de la franja del eje 6-6**

Calculamos el módulo de elasticidad del concreto:

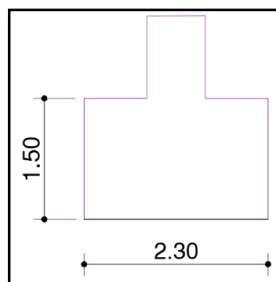
$$E = 15000 \times \sqrt{f'c}$$

$$E = 15000 \times \sqrt{210} = 217370.6512 \text{ kg/cm}^2$$

Figura N° 84: Corte A-A de la franja 6-6 de la cimentación reticular sin viga.



Elevación del corte A-A



Fuente: Propia.

$$I_{fp} = \frac{b \times h^3}{12} + (bh) \times \left(\frac{h}{2}\right)^2$$

$$I_{fp} = \frac{230 \times 150^3}{12} + (150 \times 230) \times \left(\frac{150}{2}\right)^2$$

$$I_{fp} = 258750000 \text{ cm}^4$$

Módulo de balastro = 4 kg/cm<sup>3</sup>

Una vez obtenido los datos necesarios se verifica si la cimentación es rígido o flexible:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K_s B}{4 EI}}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4 \times 230}{4 \times 217370.65 \times 258750000}} = 0.0015396$$

$$L = \frac{8.95 + 6.30 + 8.95}{3} = 8.066 \text{ m.} \approx 807 \text{ cm}$$

$$\lambda L = 0.001422 \times 807 = 1.15$$

Al sustituir los valores se obtiene que:

$$\lambda L < \frac{\pi}{2} \approx 1.15 < 1.57 \text{ --- ok}$$

$\lambda L < \pi/2$ , por lo que se comprueba que la cimentación es rígida se puede asumir que las presiones se distribuirán linealmente en toda el área de la zapata. También al ser la cimentación rígida se puede ignorar los hundimientos del suelo.

### 5.3. ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN PARA LA EDIFICACIÓN SISMORRESISTENTE CON SÓTANO.

#### 5.3.1. DISEÑO DE CIMENTACIÓN RETICULAR SIN VIGA

##### A. Área de contacto:

##### 1. Predimensionamiento del área de contacto de la cimentación reticular con viga:

Se define las cargas axiales y momentos flectores que transmite cada columna y placa.

ELEMENTO	PM (ton)	PV (ton)	Ptotal
<b>PLACAS</b>			
PL1	255.43	39.99	295.42
PL2	255.43	39.99	295.42
PL3	311.70	65.93	377.63
PL4	311.70	65.93	377.63
PL5	255.43	39.99	295.42
PL6	255.43	39.99	295.42
PL7	311.70	65.93	377.63
PL8	311.70	65.93	377.63
<b>COLUMNAS</b>			
C1	211.16	35.56	246.72
C2	335.98	89.42	425.40
C3	335.98	89.42	425.40
C4	211.16	35.56	246.72
P. Zapata	643.55		643.55
P. Relleno	565.92		565.92
Sobrecarga		179.66	179.66
TOTAL (Ton)			5425.56

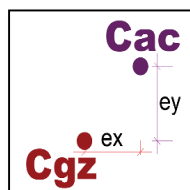
#### Cálculo del área tentativa total:

$$A = \frac{P_m + P_v}{q_{adm}} = \frac{5425.56}{23} = 235.89 \text{ m}^2$$

Donde:

- P<sub>m</sub>: Carga axial producto de la carga muerta en estado de servicio que procede del peso de la estructura.
- P<sub>v</sub>: Carga axial producto de la carga viva en estado de servicio que procede del peso de la estructura.
- q<sub>adm</sub>: Capacidad admisible del suelo q = 23 Tn/m<sup>2</sup>

Esta área calculada es tentativa debido a que con la acción de los momentos flectores actuantes se debe verificar que las presiones de contacto sean menores que la capacidad admisible del terreno. Para ello primero se procede a hallar el centro geométrico). Segundo se halla el centro de aplicación de las cargas tanto en la dirección X, como en la dirección Y. (Ver tabla N°67 y N°68)





**Tabla N° 67: Punto de aplicación de las cargas en la dirección X.**

CENTRO DE APLICACIÓN DE LAS CARGAS EN LA DIRECCIÓN "X"						
UBICACIÓN	PM (ton)	PV (ton)	Pm+Pv	Msx	X (m)	P*X
PL1	255.43	39.99	295.42	-35.90	0.65	192.02
PL2	255.43	39.99	295.42	-45.29	0.65	192.02
PL3	311.70	65.93	377.63	-47.97	8.60	3247.62
PL4	311.70	65.93	377.63	-48.00	15.90	6004.31
PL5	255.43	39.99	295.42	-45.31	23.85	7045.80
PL6	255.43	39.99	295.42	-35.90	23.85	7045.80
PL7	311.70	65.93	377.63	-45.59	15.90	6004.31
PL8	311.70	65.93	377.63	-45.59	8.60	3247.62
<b>COLUMNAS</b>						
C1	211.16	35.56	246.72	43.04	0.33	81.42
C2	335.98	89.42	425.40	47.22	8.92	3794.56
C3	335.98	89.42	425.40	47.22	15.58	6627.71
C4	211.16	35.56	246.72	43.04	24.17	5963.15
P. Zapata	643.55		643.55		12.25	7883.46
P. Relleno	565.92		565.92		12.25	6932.52
Sobrecarga		179.66	179.66		12.25	2200.80
TOTAL	4572.26	853.31	5425.56	169.02		66463.14
$X (m) = (66463.14+169.02)/5425.56$						12.281

Fuente: Propia.

**Tabla N° 68: Punto de aplicación de las cargas en la dirección Y.**

CENTRO DE APLICACIÓN DE LAS CARGAS EN LA DIRECCIÓN "Y"						
UBICACIÓN	PM (ton)	PV (ton)	Pm+Pv	Msy	X (m)	P*Y
PL1	255.43	39.99	295.42	24.34	0.80	236.34
PL2	255.43	39.99	295.42	21.89	17.45	5155.10
PL3	311.70	65.93	377.63	73.87	17.45	6589.64
PL4	311.70	65.93	377.63	77.60	17.45	6589.64
PL5	255.43	39.99	295.42	34.49	17.45	5155.10
PL6	255.43	39.99	295.42	22.60	0.80	236.34
PL7	311.70	65.93	377.63	60.28	0.80	302.10
PL8	311.70	65.93	377.63	70.89	0.80	302.10
<b>COLUMNAS</b>						
C1	211.16	35.56	246.72	-65.21	9.125	2251.29
C2	335.98	89.42	425.40	-37.92	9.125	3881.76
C3	335.98	89.42	425.40	-39.74	9.125	3881.76
C4	211.16	35.56	246.72	-85.91	9.125	2251.29
P. Zapata	643.55		643.55		9.125	5872.38
P. Relleno	565.92		565.92		9.125	5164.02
Sobrecarga		179.66	179.66		9.125	1639.37
TOTAL	4572.26	853.31	5425.56	157.19		49508.26
$Y (m) = (49508.26+157.19)/5425.56$						9.154

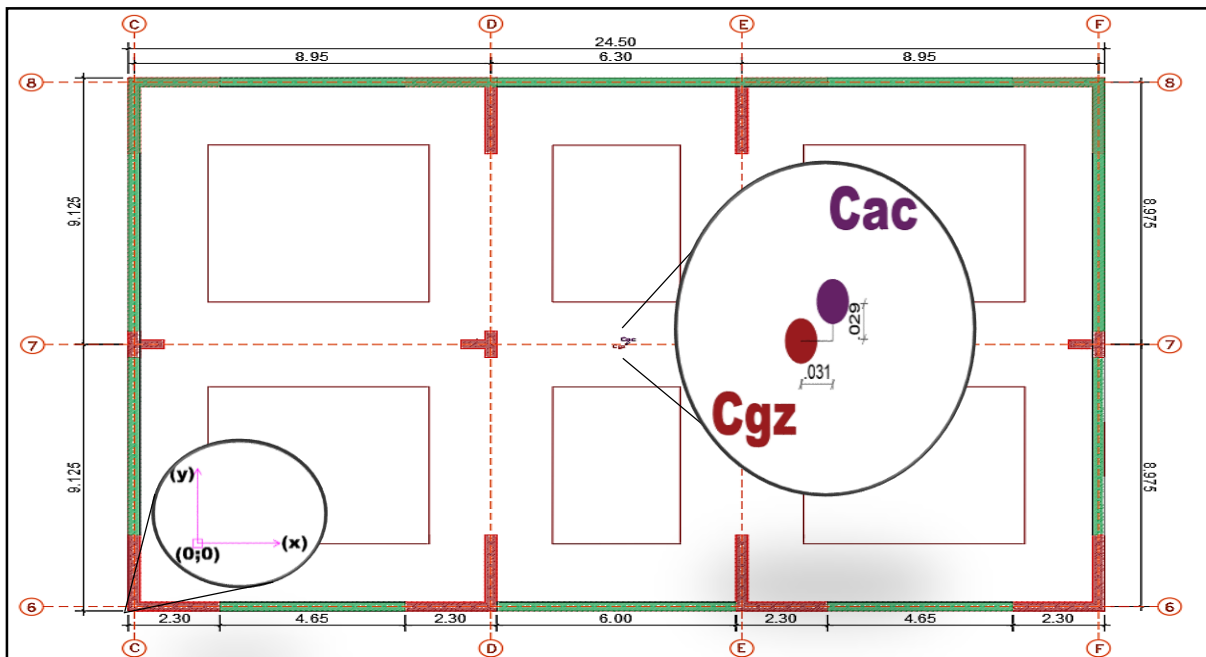
Fuente: Propia.

Tabla N° 69: Excentricidad de la cimentación.

	CENTRO DE APLICACIÓN DE CARGAS	CENTRO GEOMÉTRICO DE LA CIMENTACIÓN	EXCENTRIDAD
X	12.281	12.250	0.031
Y	9.154	9.125	0.029

Fuente: Propia.

Figura N° 85: Centro geométrico y Centro de aplicación de las cargas de la edificación sin sótano.

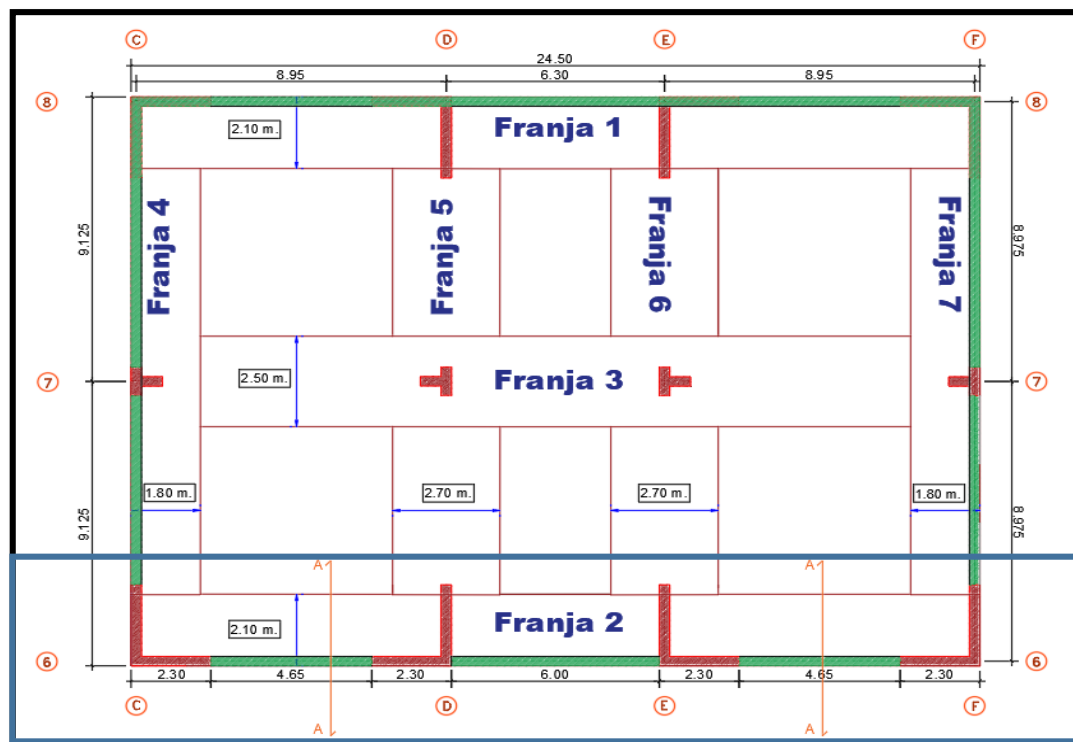


Fuente: Propia.

## 2. Confirmación de las dimensiones obtenidas.

	Eje	Dimensiones	Área total (m <sup>2</sup> )
Sentido x-x	6-6	24.50 x 2.10	51.45
	7-7	20.88 x 2.50	52.20
	8-8	24.50 x 2.10	51.45
Sentido y-y	C-C	14.05 x 1.80	25.29
	D-D	11.55 x 2.70	31.19
	E-E	11.55 x 2.70	31.19
	F-F	14.05 x 1.80	25.29
Total			268.15

Figura N° 86: Distribución de franjas para calcular inercias.



Fuente: Propia.

Tabla N° 70: Propiedades de la cimentación.

Área de la cimentación (m <sup>2</sup> )	268.15
Inercia XX (m <sup>4</sup> )	8746.97
Inercia YY (m <sup>4</sup> )	14229.32
V <sub>x</sub>	12.250
V <sub>y</sub>	9.125

Fuente: Propia.

A continuación, después de obtener los resultados considerando los efectos de sismo se procede a hallar las presiones de contacto en el suelo utilizando la siguiente expresión:

$$qu2 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = \frac{P}{A} \pm \frac{(M_x + (P \cdot e_x)) \cdot V_x}{I_{yy}} \pm \frac{(P \cdot e_y) \cdot V_y}{I_{xx}}$$

$$qu3 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = \frac{P}{A} \pm \frac{(P \cdot e_x) \cdot V_x}{I_{yy}} \pm \frac{(M_y + (P \cdot e_y)) \cdot V_y}{I_{xx}}$$

Donde:

- P: Carga axial total en la base de los apoyos ( $\Sigma P_m + \Sigma P_v + \Sigma P_s/1.25$ ) (Estados de servicio)
- A: Área total de la cimentación.
- M: Momento flector que se transmite. ( $\Sigma M + \Sigma M_s/1.25$ )
- $I_{yy}$ ,  $I_{xx}$ : momento de inercia
- $e_x$ ,  $e_y$ : excentricidad en el sentido x e y.

Reemplazando la expresión:

$$q_2 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = \frac{5425.56}{268.15} + \frac{(169.02 + (5425.56 \times 0.031)) \times 12.25}{14229.319} + \frac{5425.56 \times 0.029 \times 9.125}{8746.972}$$

$$q_2 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = 20.69$$

$$q_3 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = \frac{5425.56}{268.15} + \frac{(157.19 + (5425.56 \times 0.029)) \times 9.125}{8746.972} + \frac{5425.56 \times 0.031 \times 12.25}{14229.319}$$

$$q_3 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = 20.71$$

Después de verificar que las presiones no tengan expresión negativa se obtuvo los siguientes resultados:

- Esfuerzos por cargas de gravedad:  
 $q_1 = 20.23 < q_{adm} = 23.00 \text{ ton/m}^2$
- Esfuerzos por cargas de gravedad y sismo en X:  
 $q_2 = 20.69 < q_{admsismo} = 23.00 \text{ ton/m}^2$
- Esfuerzos por cargas de gravedad y sismo en Y  
 $q_3 = 20.71 < q_{admsismo} = 23.00 \text{ ton/m}^2$

Se puede verificar que en todos los casos las presiones son menores a las admisibles. En esta etapa de dimensionamiento solo se calcula con cargas de servicio sin amplificar.

## B. Diseño de la cimentación:

- Punzonamiento: No se verifica por punzonamiento por que se tiene un muro de sótano que actuara como vigas de cimentación que une

las placas PL1, PL2, PL3, PL4, PL5, PL6, PL7, PL8 y las columnas C1y C4. (Ver figura N°98)

Por lo que para el diseño de la cimentación solo se debe verificar por:

- Flexión

En la etapa de diseño se utilizan las cargas amplificadas en este caso lo realizamos utilizando los coeficientes aproximados. Asimismo, a esta carga se debe descontar la carga correspondiente al peso del relleno y al peso propio de la zapata, debido a que estas cargas se distribuyen en toda el área de la zapata y están en sentido contrario al de las presiones del suelo.

$$qu2 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = \frac{P}{A} \pm \frac{(M_x + (P \cdot e_x)) \cdot V_x}{I_{yy}} \pm \frac{(P \cdot e_y) \cdot V_y}{I_{xx}}$$

$$qu3 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = \frac{P}{A} \pm \frac{(P \cdot e_x) \cdot V_x}{I_{yy}} \pm \frac{(M_y + (P \cdot e_y)) \cdot V_y}{I_{xx}}$$

$$qu2 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = \frac{4036.44}{268.15} + \frac{(169.02 + (4036.44 \times 0.031)) \times 12.25}{14229.319} + \frac{4036.44 \times 0.029 \times 9.125}{8746.972}$$

$$qu2 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = 15.45$$

$$qu3 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = \frac{4036.44}{268.15} + \frac{(157.19 + (4036.44 \times 0.029)) \times 9.125}{8746.972} + \frac{4036.44 \times 0.031 \times 12.25}{14229.319}$$

$$qu3 \left( \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = 15.43$$

Por lo tanto, la carga uniformemente distribuida con la que se trabaja es:

- Esfuerzos últimos por cargas de gravedad:

$$qu1 = 15.05 \times 1.45 = 21.83 \text{ ton/m}^2$$

- Esfuerzos últimos por cargas de gravedad y sismo en X:

$$qu2 = 15.45 \times 1.25 = 19.31 \text{ ton/m}^2$$

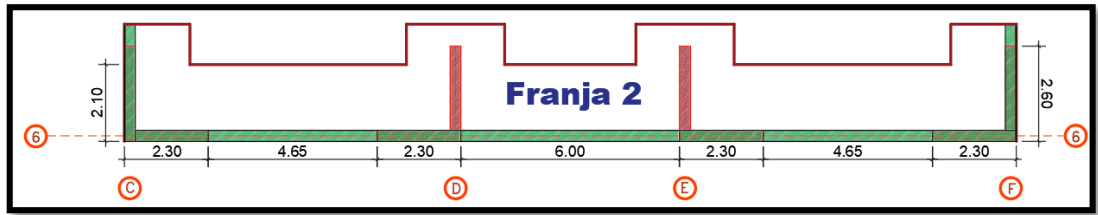
- Esfuerzos últimos por cargas de gravedad y sismo en Y:

$$qu3 = 15.43 \times 1.25 = 19.29 \text{ ton/m}^2$$

Con estos resultados se elige el más desfavorable en este caso es:

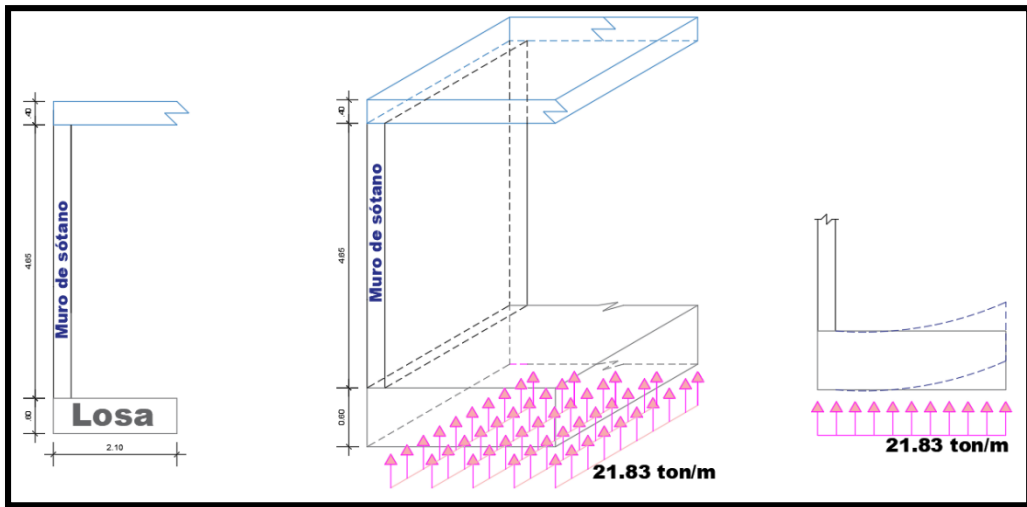
$$qu1 = 21.83 \text{ ton/m}^2.$$

Para el diseño se tomará como referencia el eje 6-6.



**C. Diseño de la losa de cimentación continua**

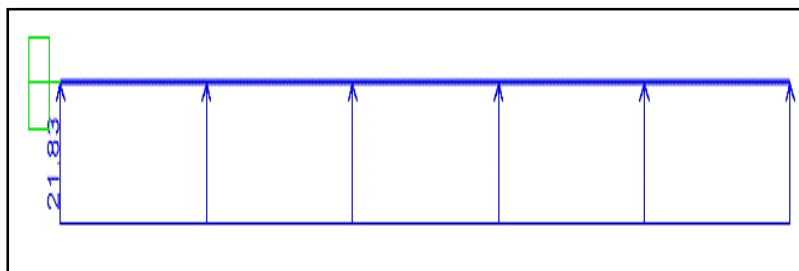
Figura N° 87: Carga actuante de la losa de cimentación continua.



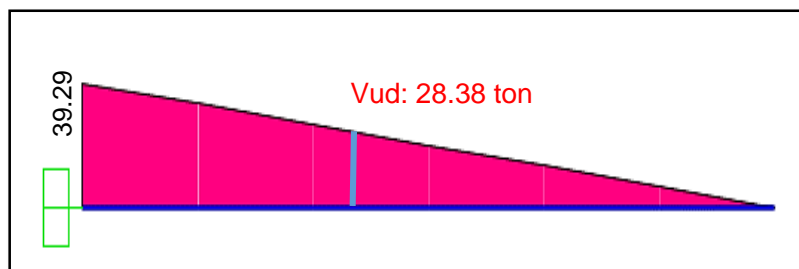
Fuente: Propia.

Figura N° 88: Diagrama de las fuerzas cortantes y momento flector de la losa.

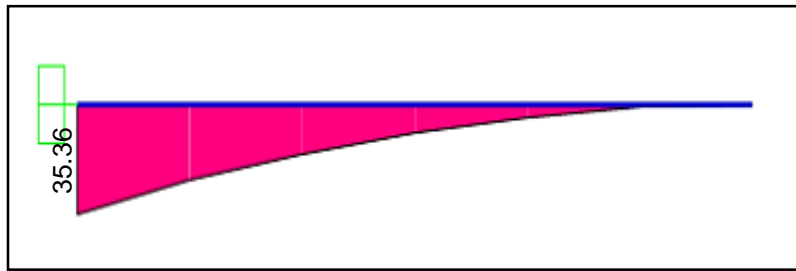
- **Carga actuante:**



- **Diagrama de fuerza cortante (DFC):**



- **Diagrama de momento flector (DMF):**



Fuente: Propia.

- **Diseño por corte de la losa del eje 6-6:**

Seguidamente de haber efectuado el análisis estructural de la franja 6-6 se inicia el diseño por fuerza cortante con un peralte de  $h = 0.60\text{m}$ . peralte efectivo de  $d = 0.50\text{ m}$ .

Tabla N° 71: Diseño por fuerza cortante de la losa.

Parámetro		Valor
Peralte (m)		0.60
Vud (Ton)		28.38
$\phi V_c$ (Ton)	$\phi 0.53 \sqrt{f'c} b d$	32.64

Fuente: Propia.

- **Diseño por flexión de losa eje 6-6**

Figura N° 89: Diseño por flexión de la franja 6-6 de la cimentación reticulada sin viga.

Parámetro	Valor
Mu (Ton.m)	35.36
$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	210
$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Peralte (m)	0.60
Ancho (m)	2.10
$\rho$ req.	0.003925
$\rho$ min.	0.0018
$\rho$ máx.	0.0160
As min (cm <sup>2</sup> )	9.00
As req (cm <sup>2</sup> )	19.63
As col (cm <sup>2</sup> )	$\phi 3/4" @ 12.50\text{ cm.}$

### Cálculo de espaciamiento de acero (+)

Cálculo de la cuantía requerida:

$$\rho = \left( \frac{210}{4200} \right) \times \left( 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 35.36 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 100 \times 50^2}} \right)$$

$$\rho = 0.003925$$

Se debe confirmar que:

$$\rho_{min} < \rho \text{ ---- (cumple)}$$

Cálculo de acero:

$$A_s = 0.003925 \times 100 \times 50 = 19.63 \text{ m}^2$$

Espaciamiento de aceros eligiendo  $\phi$  de 3/4":

$$19.63 \text{-----} 100$$

$$2.84 \text{-----} X$$

$$S = \frac{2.84 \times 100}{19.63} = 14.47 \approx \phi 3/4" @ 12.50 \text{ cm}$$

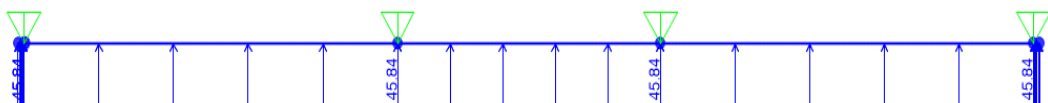
### D. Muro de sótano

El muro de sótano se comporta como una viga pared, debido a que la relación  $H/L = 4.30/6.00 = 0.717$ , es menor a la unidad. Por tanto, el diseño por corte y flexión toman en consideración las recomendaciones de Harmsen (2017) y Cueva (2005) para vigas pared, así mismo las de la Norma E.060 (2009).

Para el diseño por cortante y flexión se respeta las recomendaciones de los artículos 10.7 y 10.8 de la Norma E.060 (2009).

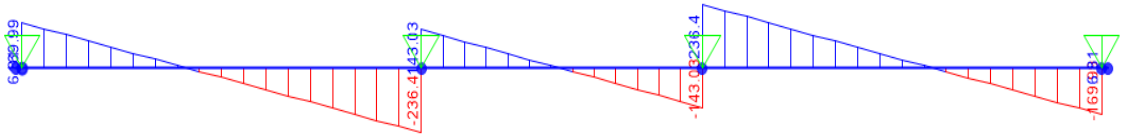
Figura N° 90: Diagrama de fuerza cortante y momento flector del muro de sótano eje 8-8.

a. Presión actuante amplificada del suelo.

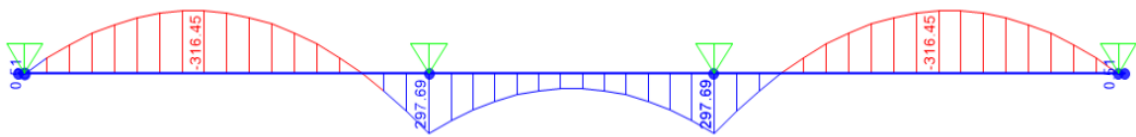




b. Diagrama de fuerza cortante.



c. Diagrama de momento flector.



Fuente: Propia.

- **Diseño por flexión del muro de sótano como viga pared**

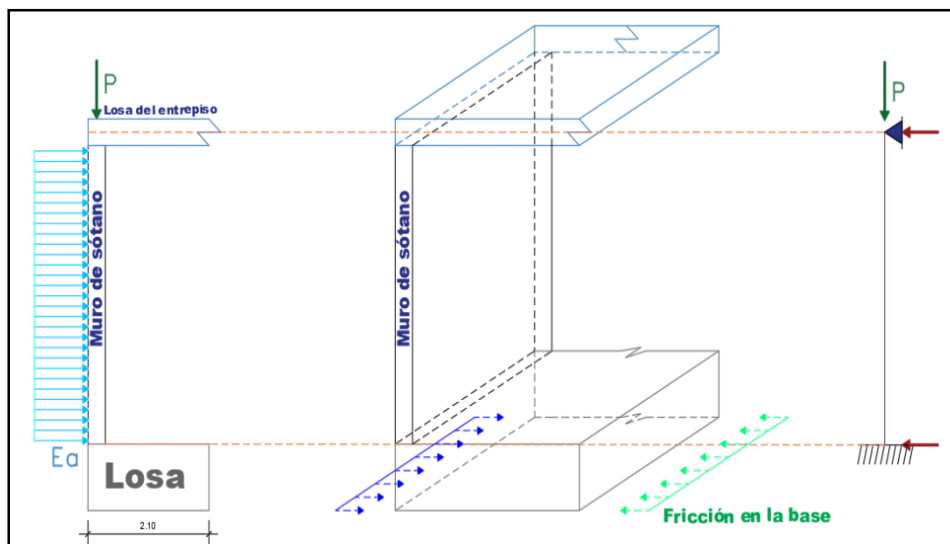
Parámetro		M+	M+	M-
Mu (Ton.m)		316.45	73.75	263.93
Ancho (m)		0.30	0.30	0.30
Luz (m)		8.95	6.30	5.21
Peralte (m)		4.70	4.70	4.70
Relación luz/peralte		1.90	1.34	1.11
Brazo, z (m)	Si $l/h > 1$ , $z=0.6h$	2.82	2.82	2.82
	Si $l/h < 1$ , $z=0.6d$			
$\phi$		0.90	0.90	0.90
As req. ( $m^2$ )	$As = Mu/\phi f_y z$	29.69	6.91	24.75
4/3 As req. ( $m^2$ )		39.58	9.21	33.00
		6 $\phi$ 1"+4 $\phi$ 3/4"	4 $\phi$ 3/4"	6 $\phi$ 1"+2 $\phi$ 3/4"
Altura de distribución	0.15 a 0.20 h	0.94	0.94	0.94

- **Diseño por fuerza cortante del muro de sótano**

Parámetro	Valor
Mu (Ton.m)	106.72
F'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
F'y (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Ancho (m)	0.30

Peralte (m)	4.70
$\phi$	0.85
$\phi V_c$ (Ton)	72.46
Sh (cm)	20
$\rho$ min	0.0018
$\rho$ max	0.0160
As req (cm <sup>2</sup> )	19.98
As col (cm <sup>2</sup> )	$\Phi$ 3/4" @ 12.5

- **Cargas actuantes en la cimentación por efecto del empuje de suelo en el muro de sótano.**

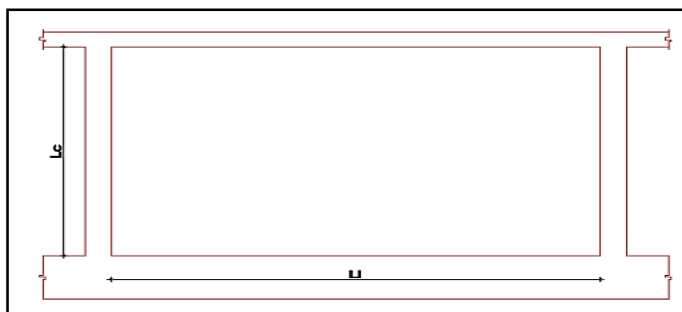


### 5.3.2. DISEÑO DEL MURO DE SÓTANO

El muro de sótano es un elemento estructural vertical que está diseñado para sostener el empuje del terreno u otro material que ejerza presión hacia la superestructura. Tiene apoyos en la parte superior como en la parte inferior, va a depender de la relación entre rigideces que exista entre el elemento de apoyo y el muro de sótano, puede ser considerado como simplemente apoyado o empotrado. En la interacción entre el muro y el terreno sobre el que cimienta, puede hacer ocurrir que las deformaciones sean prácticamente nulas, de lo que se puede deducir que la masa se encuentra en estado de reposo. El espesor mínimo del muro es 20 cm. en terrenos secos y 30 cm. en terrenos húmedos. Si hay cimentaciones vecinas altas el empuje en el muro se incrementa, del mismo modo que si se presenta sobrecarga en el terreno adyacente a él (Harmsen,2002). Las losas de los muros de sótano pueden presentar dos tipos de comportamientos:

- Muros de sótano con comportamiento unidireccional: donde la relación de luces entre apoyos es mayor o igual a 2. ( $L_c/L > 2$ ) (Ver figura N°90).
- Muros de sótano con losas de comportamiento bidireccional: Donde la relación de luces entre apoyos es menor que 2. ( $L_c/L < 2$ ) (Ver figura N°90).

Figura N° 91: Relación de luces para determinar el comportamiento de las losas.



Fuente: Elaboración propia.

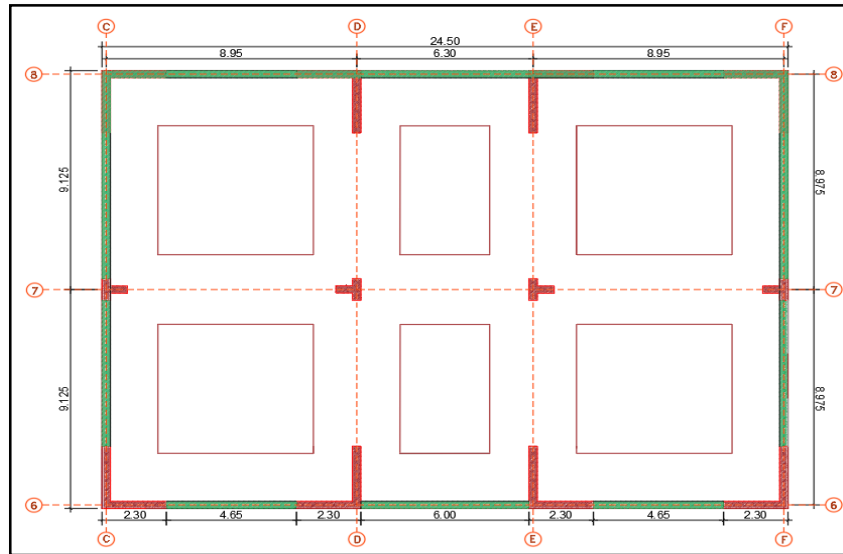
Descripción del proyecto:

#### a) Comportamiento bidireccional:

Los muros de sótano de los ejes C-D tiene comportamiento bidireccional ya que la relación de luces es:  $4.30/4.65=0.93 < 2$

Para este tipo de muro se tienen dos apoyos, uno en la cimentación y el otro en la losa maciza del sótano. (ver figura N°86)

Figura N° 92: Vista en planta del muro de sótano.

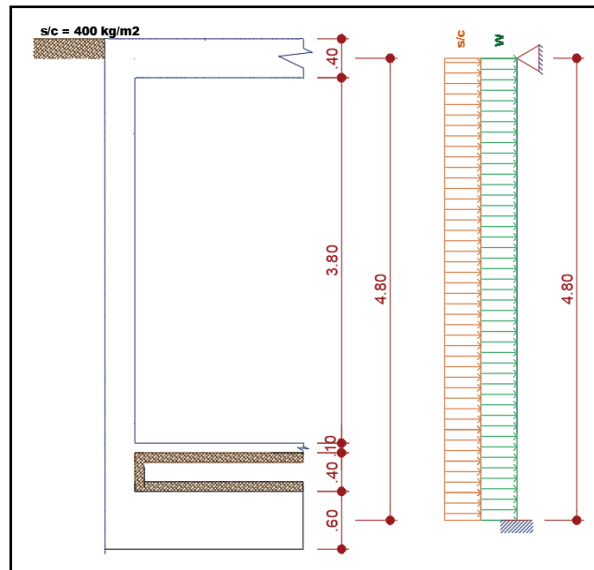


Fuente: Propia.

b) Diseño del muro de sótano:

PARÁMETRO	VALOR
F'c (kg/m <sup>2</sup> )	210
Peso volumétrico del suelo (ton/m <sup>3</sup> )	2.345
Ángulo de fricción del suelo	29.40°
Altura (m)	4.30
Longitud (m)	4.65
Relación de lados	0.93
Ca	0.341
Sobrecarga (kg/m <sup>2</sup> )	400
Empuje s/c (kg/m <sup>2</sup> )	136.59
Er (kg/m <sup>2</sup> )	2342.17
Empuje total (kg/m <sup>2</sup> )	2478.76
Empuje amplificado (kg/m <sup>2</sup> )	4213.89

Figura N° 93: Muro de sótano idealizado.



Fuente: Propia.

### c) Diseño por flexión de la losa de cimentación

Utilizaremos el método Joint Comité ASCE-ACI 1940.

Donde:

$$M = C \times W_u \times L_s^2$$

- $L_s$ : Luz menor de eje a eje
- $L_i$ : Luz mayor de eje a eje
- $M$ : Cociente de la luz mayor, luz menor ( $m = L_s/L_i$ )
- $C$ : Cociente depende de las condiciones de apoyo.
- $W_u$ : Carga uniforme distribuido

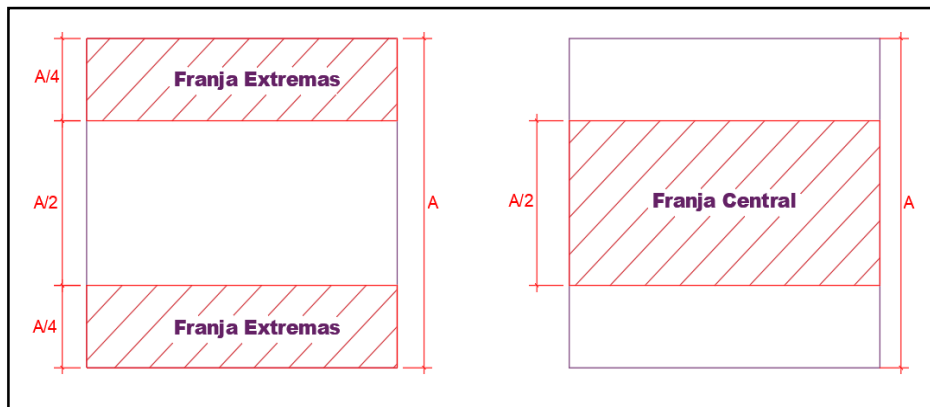
En el artículo 13.7 (Método de coeficientes para losas apoyadas en vigas o muros) del Reglamento Nacional de Edificaciones E. 060 establece las limitaciones que se deben tener en cuenta antes de usar este método:

- Cada paño de losa debe estar apoyado en todo su perímetro sobre vigas peraltadas o sobre muros. El peralte de las vigas será como mínimo 1/15 de la luz libre o 1,5 veces el espesor de la losa, el que sea mayor.
- Los paños de las losas deben ser rectangulares, con una relación entre la luz mayor y menor, medidas centro a centro de los apoyos, no mayor de dos.

- Las longitudes de paños contiguos medidos centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir en más de un tercio de la luz mayor.
- Todas las cargas deben ser de gravedad y estar uniformemente distribuidas en todo el paño. La carga viva no debe exceder de dos veces la carga muerta, ambas en servicio.

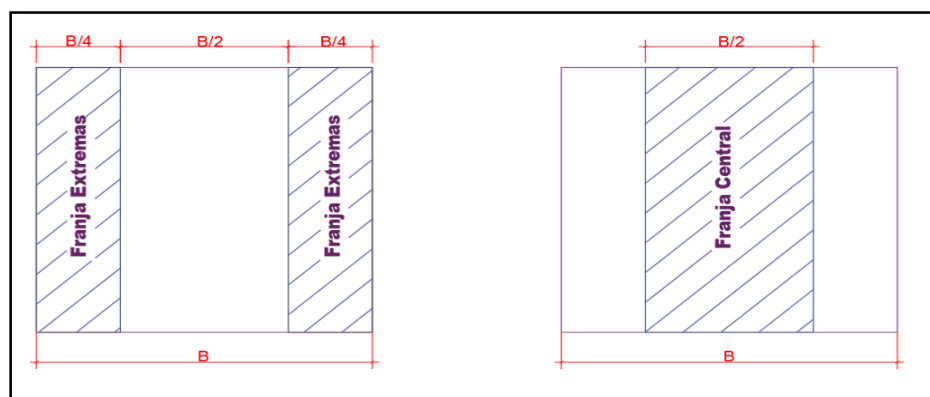
Con estas consideraciones se procede a calcular los momentos negativos (M-) y los momentos positivos (M+), teniendo en cuenta que para realizar este método se debe considerar la división de franjas extremas y franjas centrales.

**Figura N° 94: Franjas horizontales en el paño.**



Fuente: Adaptado del libro “Diseño de estructuras de concreto armado”, Harmsen, 2002.

**Figura N° 95: Franjas verticales en el paño.**



Fuente: Adaptado del libro “Diseño de estructuras de concreto armado”, Harmsen, 2002.

Cálculo del cociente

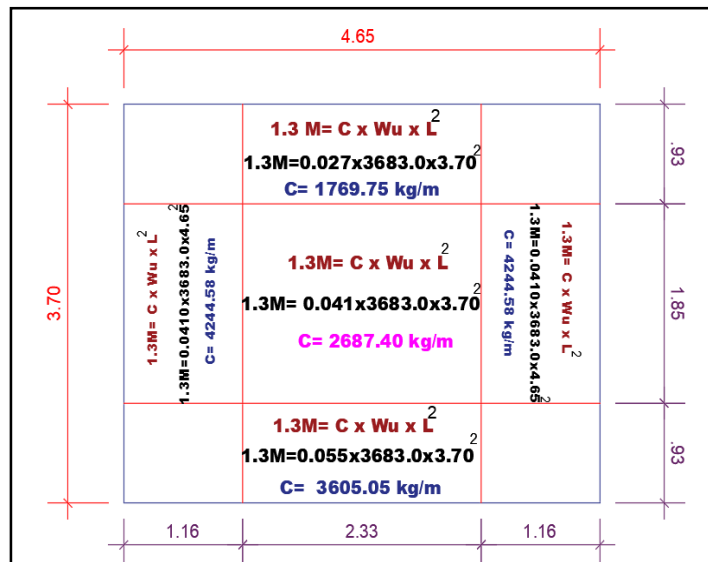
$$m = \frac{4.30}{4.65} = 0.93$$

Con este valor de m se busca en la tabla el coeficiente para el cálculo de los momentos de diseño de losa apoyada en vigas.

MOMENTOS	Luz corta Valor de m						Luz larga para todo m
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	≤ 0.5	
<b>Panel interior</b>							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.033	0.040	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
Extremo discontinuo	-	-	-	-	-	-	-
Momento positivo	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
<b>Un extremo discontinuo</b>							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
Extremo discontinuo	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
Momento positivo	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
<b>Dos extremos discontinuos</b>							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.090	0.049
Extremo discontinuo	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
Momento positivo	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
<b>Tres extremos discontinuos</b>							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
Extremo discontinuo	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
Momento positivo	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
<b>Cuatro extremos discontinuos</b>							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	-	-	-	-	-	-	-
Extremo discontinuo	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
Momento positivo	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.083	0.050

Fuente: Libro "Diseño de estructuras de concreto armado", Harmsen, 2002.

Figura N° 96: Cálculo de momentos M+ y M- en el paño.



Fuente: Propia.

Cálculo de acero según los momentos obtenidos para el diseño de flexión:

	HORIZONTAL			VERTICAL			VERTICAL		
	-	+	-	-	+	-	-	+	-
C	0.0410	0.0310	0.0410	0.0459	0.0345	0.0231	0.0459	0.0345	0.0231
$M = CW_u l_s^2$	3735.71	2824.56	3735.71	3576.29	2688.06	1799.83	3576.29	2688.06	1799.83
1.3 Mu	4853.42	3671.93	4856.42	4649.18	3494.48	2339.78	4649.18	3494.48	2339.78
Ku	8.43	5.04	8.43	8.07	4.79	4.06	6.38	4.79	3.21
$\rho$	0.001454	0.001095	0.001454	0.002194	0.001289	0.00109	0.001724	0.001289	0.00086
Asreq (cm <sup>2</sup> )	6.00	6.00	6.00	5.27	4.86	4.50	4.86	4.86	4.86
Ascol (cm)	$\phi 1/2" @ 20$ cm	$\phi 1/2" @ 20$ cm	$\phi 1/2" @ 20$ cm	$\phi 1/2" @ 25$ cm	$\phi 1/2" @ 25$ cm	$\phi 1/2" @ 25$ cm	$\phi 1/2" @ 25$ cm	$\phi 1/2" @ 25$ cm	$\phi 1/2" @ 25$ cm

Fuente: Propia.

- **Verificación el espaciamiento máximo según el código del ACI-350:**

Se usa el código del Medio Ambiente ACI-350 cuando las estructuras van a estar en contacto con agua, para esto se tienen las siguientes consideraciones:

Factor de amplificación por durabilidad 1.3:

Los momentos últimos obtenidos en el análisis estructural deben multiplicarse por 1.3.

- **Control de rajaduras:**

Para controlar en ancho de rajaduras se calcula el valor de un parámetro Z:

$$M_s = \frac{Mu}{1.3 \times 1.7}$$

$$M_s = \frac{4244.58}{1.3 \times 1.7} = 1920.63 \text{ kg. m}$$

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 \times d \times A_s}$$

$$f_s = \frac{1920.63}{0.9 \times 0.24 \times 7.50} = 474.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = f_s x^3 \sqrt{d c x A}$$

$$Z = 474.23^3 \sqrt{6 \times 2 \times 6 \times 15} = 4865.51 \text{ kg/cm}$$

Calculando el espaciamiento máximo:

$$S_{max} = \frac{Z^3}{2 x d c^2 x f_s^3}$$



$$S_{max} = \frac{4865.51^3}{2 \times 6^2 \times 474.23^3} = 15 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

- Diseño del acero vertical:

$$A_s \text{ min} = 0.0018 \times b \times h$$

$$A_s \text{ min} = 0.0018 \times 100 \times 27 = 4.32 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{1.29 \times 100}{4.32} = 29.86 \approx \varnothing 1/2" @ 25 \text{ cm}$$

- Diseño del acero positivo:

$$M_u = 2067.23 \text{ kg.m} \times 1.30 = 2687.40 \text{ kg.m}$$

$$K_u = \frac{2687.40 \times 10^2}{100 \times 27^2} = 3.68$$

$$\rho_{min} = 0.00082$$

Cálculo de acero:

$$A_s = 0.0018 \times 100 \times 27 = 4.32 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento de aceros eligiendo  $\varnothing$  de 1/2":

$$4.32 \text{ -----} 100$$

$$1.29 \text{ -----} X$$

$$S = \frac{1.29 \times 100}{4.32} = 29.86 \approx \varnothing 1/2" @ 25 \text{ cm}$$

Verificación el espaciamento máximo según el código del ACI-350:

$$M_s = \frac{M_u}{1.3 \times 1.7}$$

$$M_s = \frac{2687.40}{1.3 \times 1.7} = 1216.02 \text{ kg.m}$$

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 \times d \times A_s}$$

$$f_s = \frac{1216.018}{0.9 \times 0.27 \times 4.32} = 521.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = f_s \sqrt[3]{d \times c \times A}$$

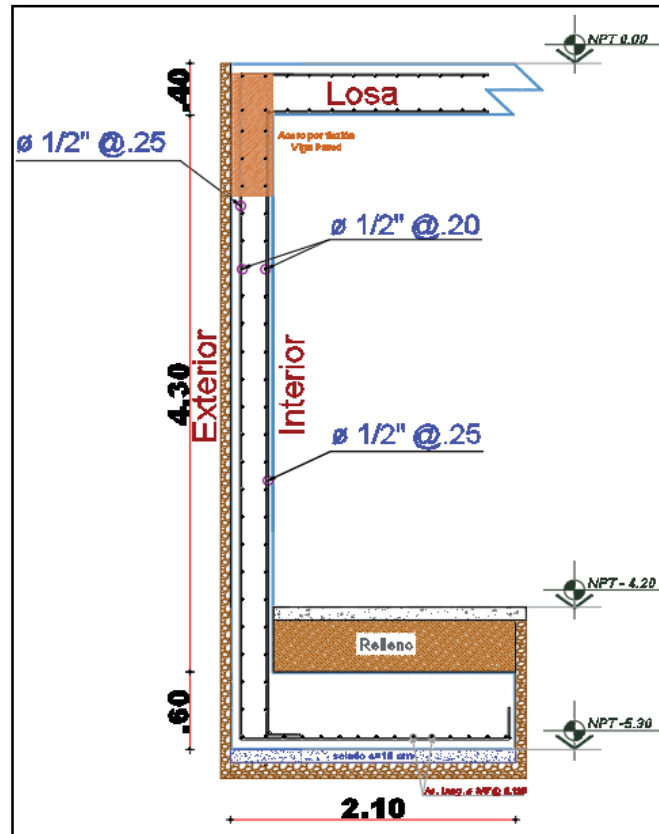
$$Z = 521.27 \times \sqrt[3]{3 \times 2 \times 3 \times 25} = 3994.54 \text{ kg/cm}$$

Calculando el espaciamiento máximo:

$$S_{\max} = \frac{Z^3}{2xdc^2xfs^3}$$

$$S_{\max} = \frac{3994.54^3}{2x3^2x521.27^3} = 25 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

- **Detallado de la colocación del refuerzo del muro de sótano:**

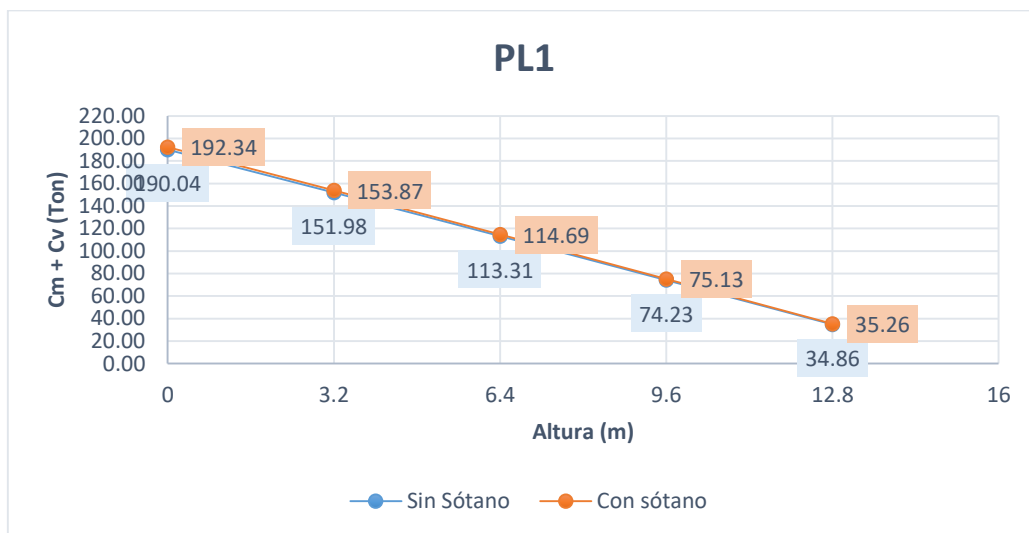


## CAPÍTULO VI DISCUSIÓN DE RESULTADOS

### 5.4. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

#### 5.4.1. CARGAS AXIALES POR ALTURA

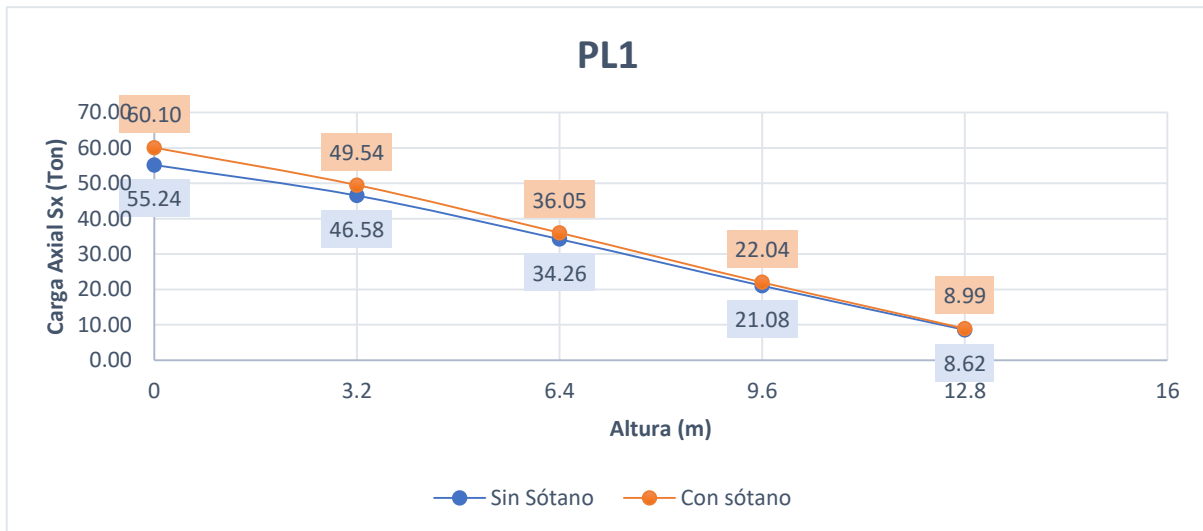
##### a. Cargas de gravedad:



Se puede observar que la carga axial cuando ambas estructuras están a un nivel cero, hay un aumento del 1.20% (porcentaje insignificante) de la carga axial en la edificación que tiene sótano con respecto a la edificación sin sótano.

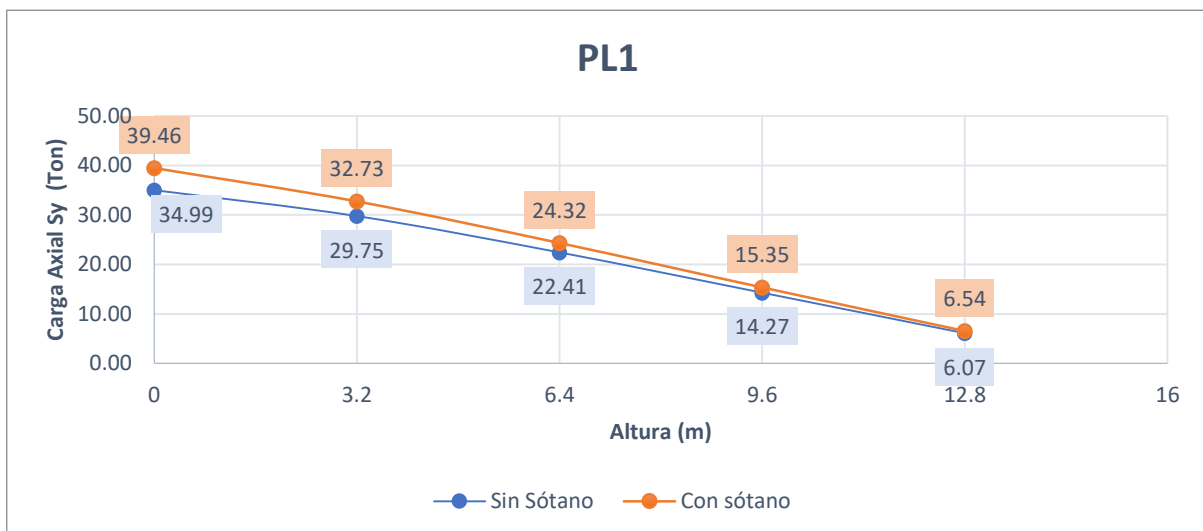
**b. Cargas axiales de sismo:**

**1. Sismo en "X":**



Se puede observar que la carga axial sísmica en el sentido x cuando ambas estructuras están a un nivel cero, hay un aumento del 8.79% de la carga sísmica en x en la edificación que tiene sótanos con respecto a la edificación sin sótano.

**2. Sismo en "Y":**

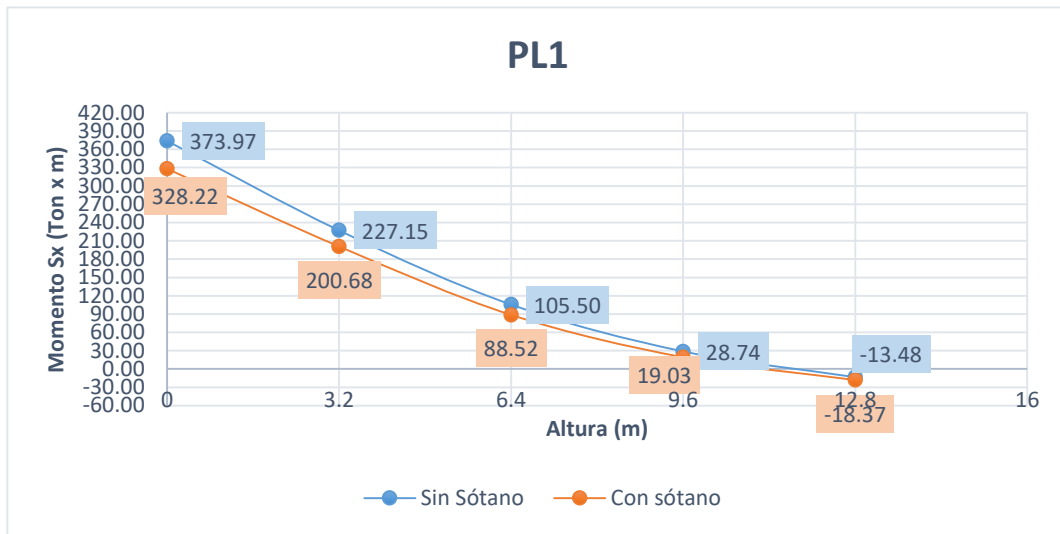


Se puede observar que la carga sísmica en el sentido y cuando ambas estructuras están a un nivel cero, un aumento del 11.33% de la carga sísmica en y en la edificación que tiene sótanos con respecto a la edificación sin sótano.

## 5.4.2. MOMENTO FLECTOR POR ALTURA:

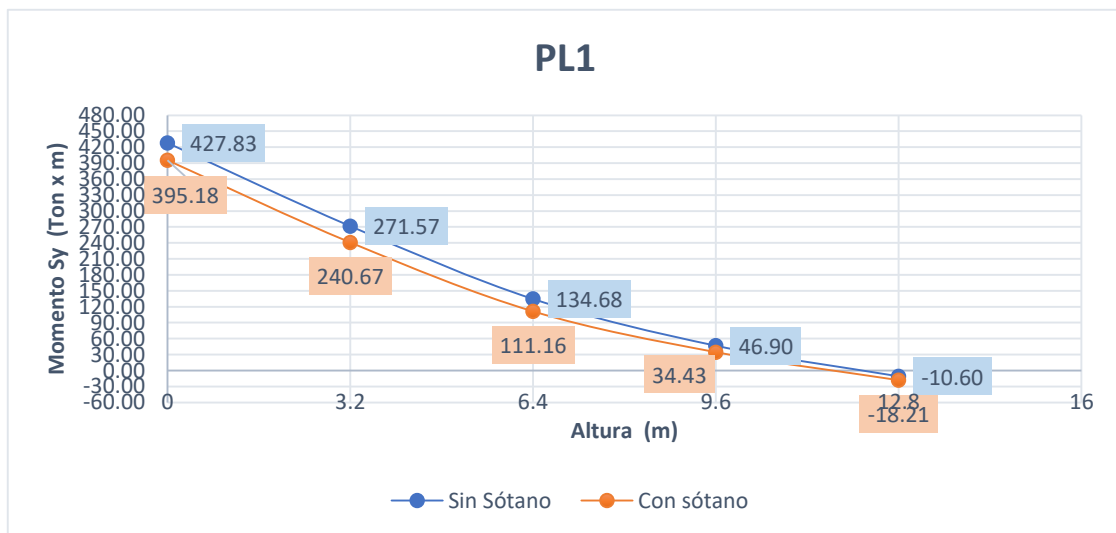
### a. Momento Flector de Sismo:

#### 1. Sismo en "X"



Se puede observar que el momento sísmico en x cuando ambas estructuras están a un nivel cero, hay una disminución del 12.23 % del momento sísmico en x en la edificación que tiene sótanos con respecto a la edificación sin sótano.

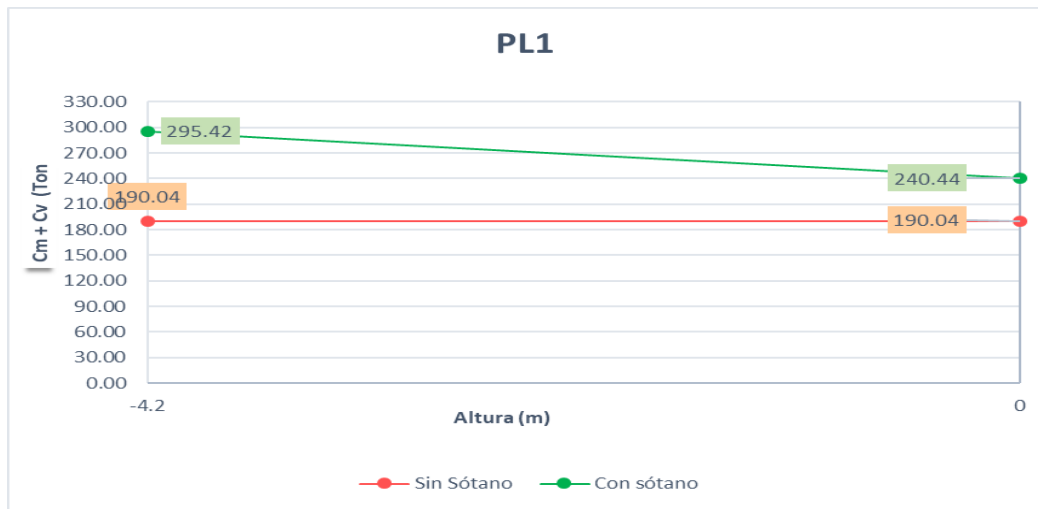
#### 2. Sismo "Y"



Se puede observar que el momento sísmico en y cuando ambas estructuras están a un nivel cero, hay una disminución del 7.63 % del momento sísmico en y en la edificación que tiene sótanos con respecto a la edificación sin sótano.

### 5.4.3. CARGAS AXIALES POR ALTURA

#### a. Cargas de gravedad



Se puede observar que la carga axial cuando ambas estructuras están a nivel de la cimentación, hay un aumento del 24.11% de la carga axial en la edificación que tiene sótano con respecto a la edificación sin sótano.

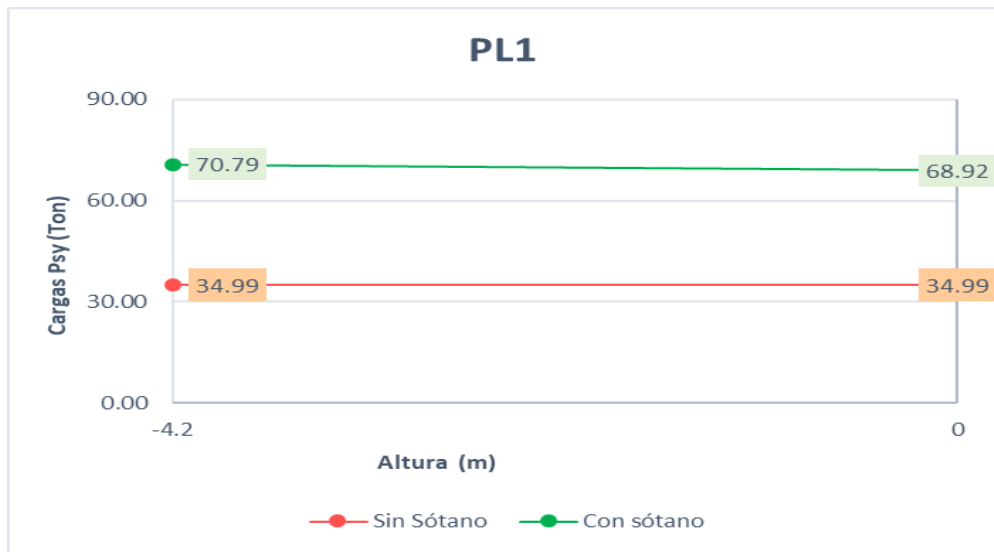
#### b. Cargas axiales de sismo:

##### 1. Sismo en "X"



Se puede observar carga axial sísmica en el sentido x cuando ambas estructuras están a nivel de la cimentación, hay un aumento del 44.93% de la carga sísmica x en la edificación que tiene sótano con respecto a la edificación sin sótano.

## 2. Sismo en "Y"

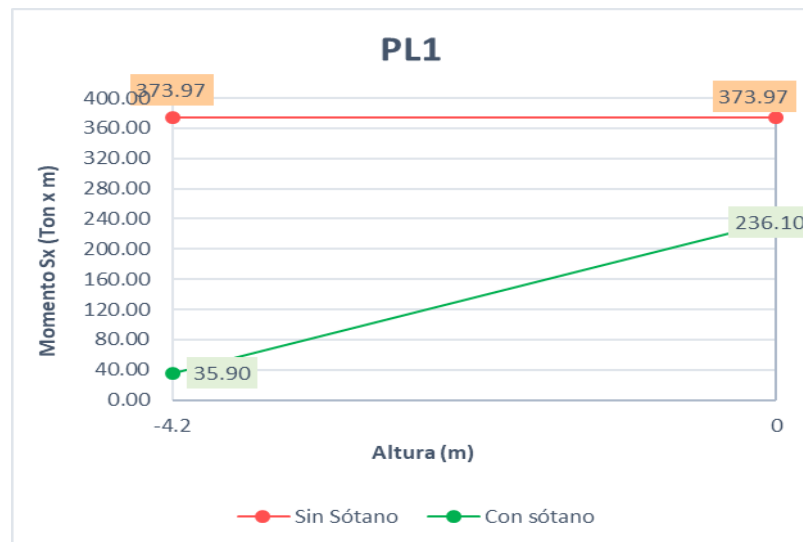


Se puede observar carga axial sísmica en el sentido y cuando ambas estructuras están a nivel de la cimentación, hay un aumento del 50.57% de la carga sísmica x en la edificación que tiene sótano con respecto a la edificación sin sótano.

### 5.4.4. MOMENTO FLECTOR POR ALTURA

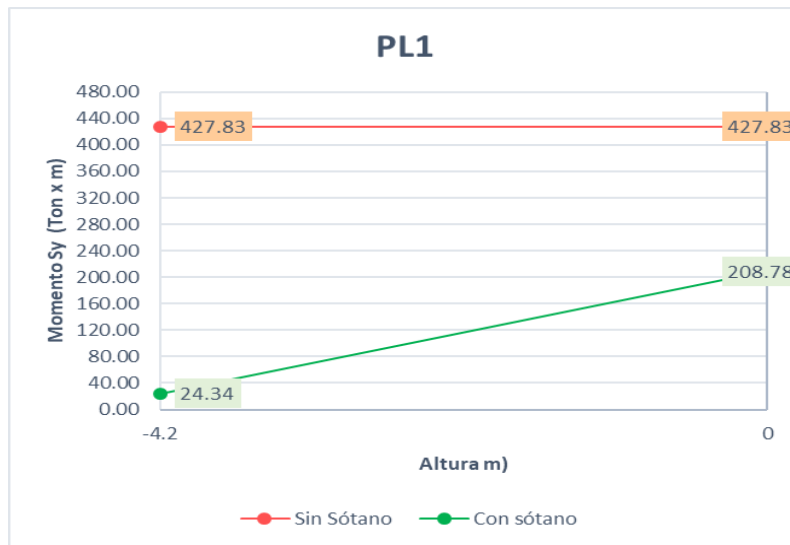
#### a. Momento Flector de Sismo:

##### 1. Sismo en "X"



Se puede observar que el momento sísmico en x cuando ambas estructuras están a nivel de la cimentación, hay una disminución del 90.40% del momento sísmico en la edificación que tiene sótano con respecto a la edificación sin sótano.

## 2. Sismo en "Y"

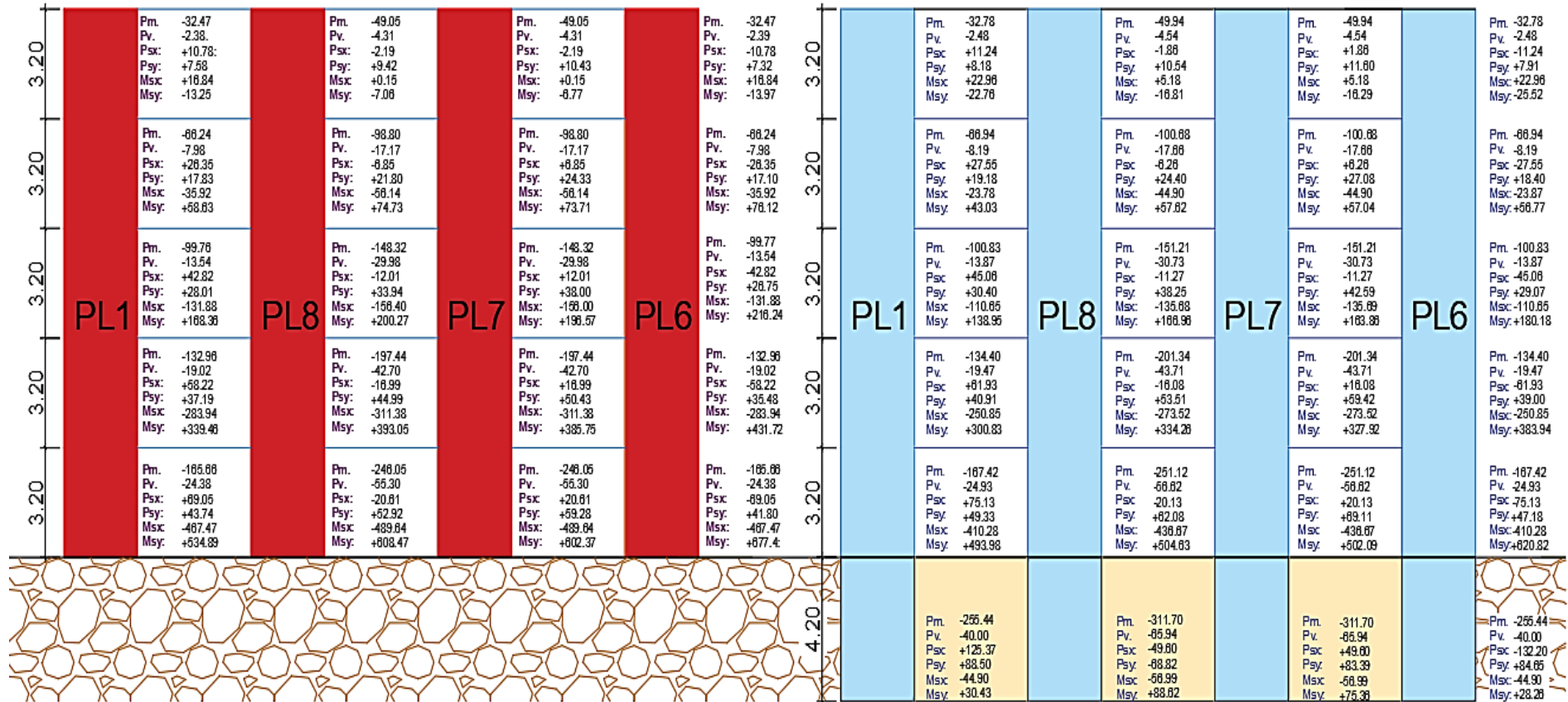


Se puede observar que el momento sísmico en y cuando ambas estructuras están a nivel de la cimentación, hay una disminución del 94.31% del momento sísmico en la edificación que tiene sótano con respecto a la edificación sin sótano.



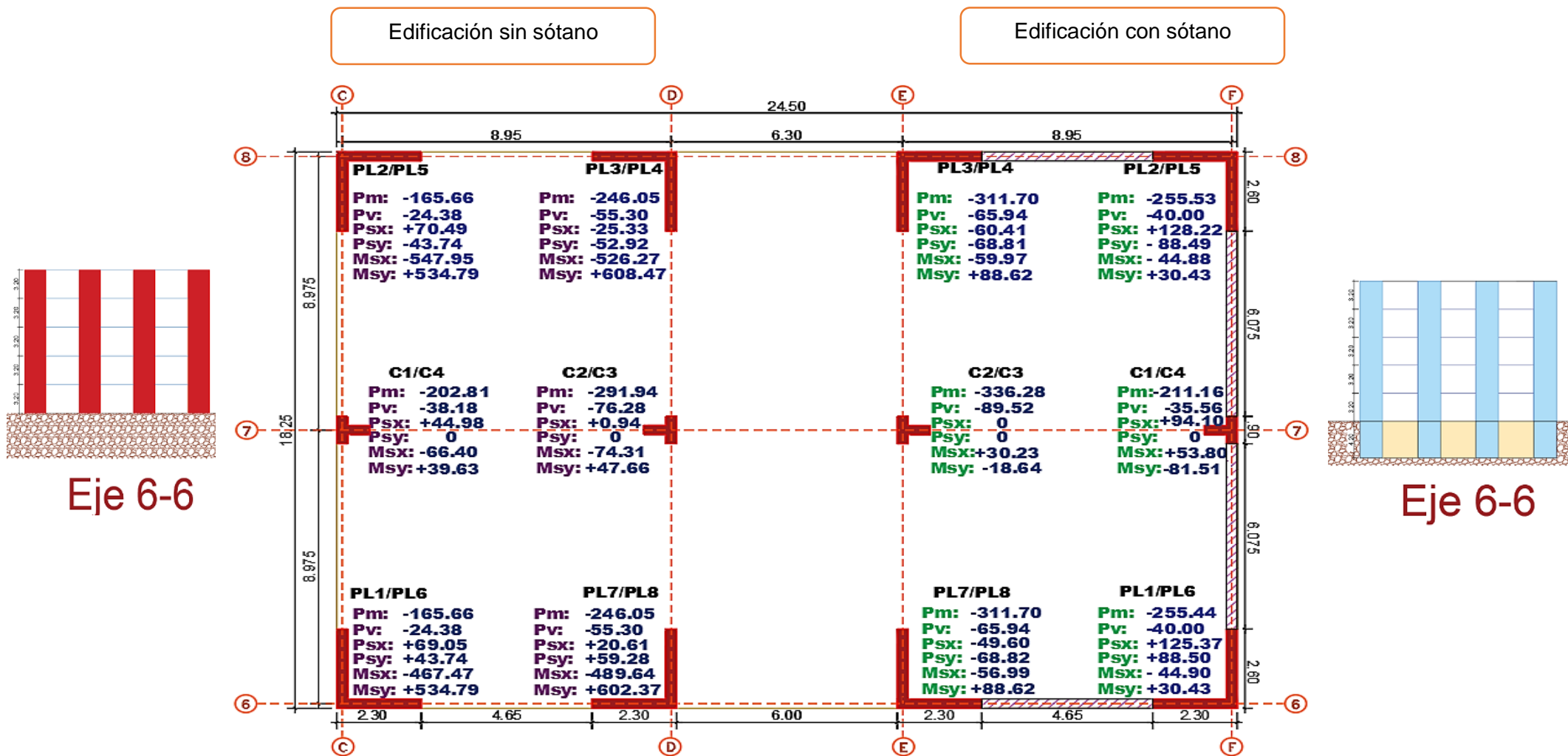
### Edificación sin sótano

### Edificación con sótano



↑  
Eje 6-X

### 5.4.5. COMPARACIÓN DE CARGAS AXIALES POR GRAVEDAD QUE TOMAN LAS CIMENTACIONES DE AMBOS MODELOS.



## 5.5. DISEÑO:

SIN SÓTANO	CON SÓTANO
CIMENTACIÓN RETICULAR SIN VIGA RÍGIDA	CIMENTACIÓN RETICULAR SIN VIGA RÍGIDA
Área a cimentar: 293.47 m <sup>2</sup>	Área a cimentar: 268.40 m <sup>2</sup>
q <sub>3</sub> : 26.64 ton/m <sup>2</sup>	q <sub>1</sub> : 20.23 ton/m <sup>2</sup>
qu <sub>3</sub> : 19.26 ton/m <sup>2</sup>	qu <sub>1</sub> : 15.05 ton/m <sup>2</sup>
Peralte Efectivo 1.40 m.	Peralte efectivo: 0.50 m
Acero Transversal: $\phi$ 3/4" @ 15 cm	Acero Transversal: $\phi$ 3/4" @ 12.5 cm
Acero longitudinal (+): $\phi$ 1" @ 15cm	Acero longitudinal (+): $\phi$ 3/4" @ 12.5 cm
Acero longitudinal (-): $\phi$ 1" @ 15 cm	Acero longitudinal (-): $\phi$ 3/4" @ 12.5 cm
Franja de 1m: 34 cm <sup>2</sup>	Franja de 1m: 22.72 cm <sup>2</sup>
* q <sub>3</sub> = Esfuerzos de cargas de gravedad y sismo en "Y" con cargas de servicio para dimensionar el área de contacto de la cimentación.	* q <sub>1</sub> = Esfuerzos de cargas de gravedad con cargas de servicio para dimensionar el área de contacto de la cimentación.
*qu <sub>3</sub> = Esfuerzos últimos de cargas de gravedad y sismo en "Y" con cargas últimas para diseñar la cimentación de concreto armado (peralte por corte y punzonamiento; y acero por flexión según f'c, fy).	*qu <sub>1</sub> = Esfuerzos últimos de cargas de gravedad con cargas últimas para diseñar la cimentación de concreto armado (peralte por corte y punzonamiento; y acero por flexión según f'c, fy).

Se puede observar que, al analizar el diseño de la cimentación de las dos estructuras, hay una disminución del área a cimentar en un 8.54 %, un decremento del peralte efectivo en un 64.29 %, finalmente sobre la cantidad de acero en un análisis de una franja de 1 m. se obtiene una disminución 66.82 % de la cantidad de acero requerido en la edificación que tiene sótano con respecto a la edificación sin sótano.

## 5.6. ANALISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE LAS CIMENTACIONES DEL EDIFICIO SIN SÓTANO Y EL EDIFICIO CON SÓTANO:

A continuación, se presenta un análisis comparativo de costos de las cimentaciones del edificio sin sótano y el edificio con sótano en base a las siguientes consideraciones:

El edificio sin sótano tiene 5 niveles con una cimentación superficial a la profundidad de -1.90 m. a partir del primer nivel del piso terminado igual a 0.00.

El edificio con sótano tiene 5 niveles a partir del primer nivel del piso terminado más el nivel que corresponde al sótano. Por tanto, tiene 6 niveles.

El edificio con sótano, con sus 6 niveles, tiene una cimentación a la profundidad de – 4.70 m. a partir del primer nivel del piso terminado igual a 0.00.

Tener en cuenta que el piso adicional del sótano va a incluir incremento en el costo de la partida de movimiento de tierra, de la partida de concreto armado debido a la existencia del muro de contención, de las placas y columnas de concreto armado.

A continuación, se presenta el análisis comparativo de los costos de las cimentaciones que corresponde al edificio sin sótano y al edificio con sótano.

### **Análisis comparativo de costos de las cimentaciones superficiales de una edificación sismo resistente de 5 pisos y otra similar de 5 pisos más un sótano.**

Partida	Unidad	CIMENTACIONES SIN SÓTANO			CIMENTACIONES CON SÓTANO		
		Cantidad	S/. Pu	S/. Costo	Cantidad	S/. Pu	S/. Costo
<b>1. MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>							
Excavación masiva	m <sup>3</sup>	586.80	65.57	38,476.48	1,931.42	65.57	126,643.47
Rellenos con material propio	m <sup>3</sup>	140.26	23.43	3,291.68	107.26	23.43	2,513.05
Nivelación Interior y apisonado	m <sup>2</sup>	280.52	6.21	1,742.03	268.15	6.21	1,665.18
Eliminación del material excedente	m <sup>3</sup>	446.31	75.33	33,620.53	1,824.17	75.33	137,414.42
<b>Sub total</b>				77,130.72			268,236.13
<b>2. OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>							
Solados con concreto pobre	m <sup>2</sup>	406.10	26.63	10,814.44	268.05	26.63	7,138.06
<b>Sub total</b>				10,814.44			7,138.06
<b>3. OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>							
Cimentación f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	419.48	335.24	140,624.80	249.86	335.24	83,761.39
Muros de contención f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	-			60.92	610.92	37,215.29
Columnas sótano f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	-			6.66	536.45	3,572.76
Placas sótano f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	-			40.85	610.92	24,954.86
<b>Sub Total</b>				140,624.80			149,504.30
<b>4. ACERO Fy= 4200 kg/cm<sup>2</sup></b>							
Cimentación	Kg	13,588.62	4.85	65,904.81	5,255.65	4.85	25,489.90
Muros de contención	Kg	-			2,771.31	4.85	13,440.85
Columnas sótano	Kg	-			1,522.62	4.85	7,384.71
Placas sótano	Kg	-			5,986.66	4.85	29,035.30
<b>Sub Total</b>				65,904.81			75,350.76
<b>5. ENCOFRADO</b>							
Cimentación	m <sup>2</sup>	436.26	72.51	31,633.21	273.66	72.51	19,843.09
Muros de contención	m <sup>2</sup>	-			203.06	64.91	13,180.36
Columnas sótano	m <sup>2</sup>	-			54.76	65.99	3,613.61
Placas sótano	m <sup>2</sup>	-			297.48	64.91	19,309.43
<b>Sub Total</b>				31,633.21			55,946.49
				S/326,107.98			S/556,175.75

DESCRIPCIÓN:

- Se puede observar que el costo de la partida número 1 (Movimiento de tierras) de la cimentación con sótano con respecto al costo de la cimentación sin sótano aumenta en un 247 %.
- Se puede observar que el costo de la partida número 2 (Obras de Concreto Simple) de la cimentación con sótano con respecto al costo de la cimentación sin sótano se reduce en un 33.99 %.
- Se puede observar que el costo de la partida número 3 (Obras de Concreto Armado) de la cimentación con sótano con respecto al costo de la cimentación sin sótano aumenta en un 6.31 %.
- Se puede observar que el costo de la partida número 4 (Acero) de la cimentación con sótano con respecto al costo de la cimentación sin sótano aumenta en un 14.33 %.
- Se puede observar que el costo de la partida número 5 (Encofrado) de la cimentación con sótano con respecto al costo de la cimentación sin sótano aumenta en un 76.86 %.

Seguidamente, se presenta el resumen de los costos de cada partida de las cimentaciones del edificio de 5 pisos sin sótano y el edificio de 5 pisos con sótano.

CUADRO RESUMEN		
	CIMENTACIONES SIN SÓTANO	CIMENTACIONES CON SÓTANO
Partida	S/. Costo	S/. Costo
1. MOVIMIENTO DE TIERRAS	77,130.72	268,236.13
2. OBRAS DE CONCRETO SIMPLE	10,814.44	7,138.06
3. OBRAS DE CONCRETO ARMADO	140,624.80	149,504.30
4. ACERO $F_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	65,904.81	75,350.76
5. ENCOFRADO	31,633.21	55,946.49
<b>TOTAL</b>	S/326,107.98	S/556,175.75
<b>RATIO</b>		1.71

Se puede observar que hay un aumento del 71.39 % en el costo de la cimentación en la edificación que tiene sótano con respecto a la edificación sin sótano. Sin embargo, el edificio con sótano resulta con un nivel más.

Por tanto, el mayor costo se justifica debido a un mayor movimiento de tierras; a la existencia de los muros de sótano; y a las placas y columnas en el sótano.

### 5.7. ANALISIS COMPARATIVO DE UNA SEGUNDA ALTERNATIVA: EDIFICIO SIN SÓTANO CON 6 NIVELES VS. EL EDIFICIO DE 5 NIVELES CON UN SÓTANO.

Al tener los resultados indicados en 6.3 se optó por analizar las estructuras en igualdad de condiciones, motivo por el cual se incrementó en el edificio sin sótano un nivel más para que tenga seis niveles.

Para dicho fin se tuvo que analizar el edificio sin sótano con 6 niveles obteniéndose los siguientes resultados.

### 5.7.1. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 6 NIVELES SIN SÓTANO Y EL EDIFICIO DE 5 NIVELES Y UN SÓTANO.

CUADRO COMPARATIVO												
UBICACION	EDIFICACIÓN SIN SÓTANO						EDIFICACIÓN CON SÓTANO					
	CARGA AXIAL				MOMENTOS		CARGA AXIAL				MOMENTOS	
	PM (ton)	PV (ton)	PSX (ton)	PSY (ton)	MSX (ton.m)	MSY (ton.m)	PM (ton)	PV (ton)	PSX (ton)	PSY (ton)	MSX (ton.m)	MSY (ton.m)
<b>PLACAS</b>												
<b>PL1</b>	-201.58	-30.60	+89.66	+58.46	-478.08	+554.88	-255.43	-39.99	+100.3	70.79	-35.90	+24.34
<b>PL2</b>	-201.58	-30.60	+91.62	-58.46	-561.86	+554.88	-255.43	-39.99	+102.58	-70.79	-45.29	+21.89
<b>PL3</b>	-298.07	-68.76	-32.06	-70.34	-539.08	+631.65	-311.7	-65.93	-48.33	-55.05	-47.97	+73.87
<b>PL4</b>	-298.07	-68.76	+32.06	-78.78	-539.08	+624.93	-311.7	-65.93	+48.33	-66.71	-48.00	+77.6
<b>PL5</b>	-201.58	-30.60	-91.62	-55.82	-561.86	+703.20	-255.43	-39.99	-102.58	-67.72	-45.31	+34.49
<b>PL6</b>	-201.58	-30.60	-89.66	+55.82	-478.08	+703.20	-255.43	-39.99	-100.3	+67.72	-35.90	+22.60
<b>PL7</b>	-298.07	-68.76	+25.79	+78.78	-501.28	+624.93	-311.70	-65.93	+39.68	+66.71	-45.59	+60.28
<b>PL8</b>	-298.07	-68.76	-25.79	+70.34	-501.28	+631.65	-311.7	-65.93	-39.68	+55.05	-45.59	+70.89
<b>COLUMNAS</b>												
<b>C1</b>	-240.75	-46.42	+57.11	0	-66.23	+38.16	-211.16	-35.56	+75.28	0	43.04	-65.21
<b>C2</b>	-343.13	-91.69	+1.30	0	-73.93	+45.76	-335.98	-89.42	+0.02	0	47.22	-37.92
<b>C3</b>	-343.13	-91.69	-1.30	0	-73.93	+47.92	-335.98	-89.42	-0.02	0	47.22	-39.74
<b>C4</b>	-240.75	-46.42	-57.11	0	-66.23	+45.97	-211.16	-35.56	-75.28	0	43.04	-85.91

Se puede observar que el momento sísmico en la cimentación del edificio con sótano, disminuye enormemente en ambas direcciones con respecto a la cimentación del edificio sin sótano alrededor de los siguientes valores: 92.49% en la dirección "X" y 95.61% en la dirección "Y".

### 5.7.2. DISEÑO:

SIN SÓTANO	CON SÓTANO
CIMENTACIÓN RETICULAR SIN VIGA RÍGIDA	CIMENTACIÓN RETICULAR SIN VIGA RÍGIDA
Área a cimentar: 352.19 m <sup>2</sup>	Área a cimentar: 268.40 m <sup>2</sup>
Peralte Efectivo 1.50 m.	Peralte efectivo: 0.50 m
q <sub>3</sub> = 27.73 ton/m <sup>2</sup>	q <sub>3</sub> = 20.23 ton/m <sup>2</sup>
qu <sub>3</sub> = 20.15 ton/m <sup>2</sup>	qu <sub>3</sub> = 15.05 ton/m <sup>2</sup>
Acero Transversal: $\phi 3/4$ " @ 15 cm	Acero Transversal: $\phi 3/4$ " @ 12.5 cm

Acero longitudinal (+): $\phi 1$ "@ 15cm	Acero longitudinal (+): $\phi 3/4$ "@ 12.5 cm
Acero longitudinal (-): $\phi 1$ "@ 15 cm	Acero longitudinal (-): $\phi 3/4$ "@ 12.5 cm
Franja de 1 m: 34 cm <sup>2</sup>	Franja de 1 m: 22.72 cm <sup>2</sup>
* q <sub>3</sub> = Esfuerzos de cargas de gravedad y sismo en "Y" con cargas de servicio para dimensionar el área de contacto de la cimentación.	* q <sub>1</sub> = Esfuerzos de cargas de gravedad con cargas de servicio para dimensionar el área de contacto de la cimentación.
*qu <sub>3</sub> = Esfuerzos últimos de cargas de gravedad y sismo en "Y" con cargas últimas para diseñar la cimentación de concreto armado (peralte por corte y punzonamiento; y acero por flexión según f'c, fy).	*qu <sub>1</sub> = Esfuerzos últimos de cargas de gravedad con cargas últimas para diseñar la cimentación de concreto armado (peralte por corte y punzonamiento; y acero por flexión según f'c, fy).

Se puede observar que, al analizar el diseño de la cimentación de las dos estructuras, hay una disminución del área a cimentar en un 23.79 %, un decremento del peralte efectivo en un 66.67 %, finalmente sobre la cantidad de acero en un análisis de una franja de 1 m. se obtiene una disminución 66.82 % de la cantidad de acero requerido en la edificación que tiene sótano con respecto a la edificación sin sótano.

### 5.7.3. ANALISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE LAS CIMENTACIONES DEL EDIFICIO DE 6 NIVELES SIN SÓTANO Y EL EDIFICIO DE 5 NIVELES Y UN SÓTANO.

Análisis comparativo de costos de las cimentaciones superficiales de una edificación sismo resistente de 6 pisos y otra similar de 5 pisos más un sótano.

Partida	Unidad	CIMENTACIONES SIN SÓTANO			CIMENTACIONES CON SÓTANO		
		Cantidad	S/. Pu	S/. Costo	Cantidad	S/. Pu	S/. Costo
<b>1. MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>							
Excavación masiva	m <sup>3</sup>	704.60	65.57	46,200.88	1,931.42	65.57	126,643.47
Rellenos con material propio	m <sup>3</sup>	140.92	23.43	3,301.85	107.26	23.43	2,513.05
Nivelación Interior y apisonado	m <sup>2</sup>	352.31	6.21	2,187.85	268.15	6.21	1,665.18
Eliminación del material excedente	m <sup>3</sup>	563.68	75.33	42,462.01	1,824.17	75.33	137,414.42
<b>Sub total</b>				94,152.59			268,236.13
<b>2. OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>							
Solados con concreto pobre	m <sup>2</sup>	352.30	26.63	9,381.80	268.05	26.63	7,138.06
<b>Sub total</b>				9,381.80			7,138.06
<b>3. OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>							
Cimentación f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	563.44	335.24	188,887.63	249.86	335.24	83,761.39
Muros de contención f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	-			60.92	610.92	37,215.29
Columnas sótano f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	-			6.66	536.45	3,572.76

Placas sótano f'c=210 kg/cm2	m <sup>3</sup>	-			40.85	610.92	24,954.86
<b>Sub Total</b>				188,887.63			149,504.30
<b>4. ACERO Fy= 4200 kg/cm2</b>							
Cimentación	Kg	16,228.54	4.85	78,708.42	5,255.65	4.85	25,489.90
Muros de contención	Kg	-			2,771.31	4.85	13,440.85
Columnas sótano	Kg	-			1,522.62	4.85	7,384.71
Placas sótano	Kg	-			5,986.66	4.85	29,035.30
<b>Sub Total</b>				78,708.42			75,350.76
<b>5. ENCOFRADO</b>							
Cimentación	m <sup>2</sup>	453.06	72.51	32,851.09	273.66	72.51	19,843.09
Muros de contención	m <sup>2</sup>	-			203.06	64.91	13,180.36
Columnas sótano	m <sup>2</sup>	-			54.76	65.99	3,613.61
Placas sótano	m <sup>2</sup>	-			297.48	64.91	19,309.43
<b>Sub Total</b>				32,851.09			55,946.49
				S/403,981.53			S/556,175.75

DESCRIPCIÓN:

- Se puede observar que el costo de la partida número 1 (Movimiento de tierras) de la cimentación con sótano con respecto al costo de la cimentación con sótano aumenta en un 184.90%.
- Se puede observar que el costo de la partida número 2 (Obras de Concreto Simple) de la cimentación con sótano con respecto al costo de la cimentación sin sótano se reduce en un 23.92 %.
- Se puede observar que el costo de la partida número 3 (Obras de Concreto Armado) de la cimentación con sótano con respecto al costo de la cimentación sin sótano se reduce en un 20.85 %.
- Se puede observar que el costo de la partida número 4 (Acero) de la cimentación con sótano con respecto al costo de la cimentación sin sótano se reduce en un 4.27 %.
- Se puede observar que el costo de la partida número 5 (Encofrado) de la cimentación con sótano con respecto al costo de la cimentación sin sótano aumenta en un 70.30 %.

A continuación, se presenta el resumen de los costos de cada partida de las cimentaciones del edificio de 6 pisos sin sótano y el edificio de 5 pisos y un sótano.

CUADRO RESUMEN		
	CIMENTACIONES SIN SÓTANO	CIMENTACIONES CON SÓTANO
Partida	S/. Costo	S/. Costo
<b>1. MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>	94,152.59	268,236.13
<b>2. OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>	9,381.80	7,138.06
<b>3. OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>	188,887.63	149,504.30
<b>4. ACERO Fy= 4200 kg/cm2</b>	78,708.42	75,350.76
<b>5. ENCOFRADO</b>	32,851.09	55,946.49
<b>TOTAL</b>	S/403,981.53	S/556,175.75
<b>RATIO</b>	1.38	



Se puede observar que hay un aumento del 37.67 % en el costo de la cimentación en la edificación que tiene sótano con respecto a la edificación sin sótano.

Por tanto, el mayor costo se justifica debido a un mayor movimiento de tierras; a la existencia de los muros de sótano.

## 5.8. ANALISIS COMPARATIVO DE UNA TERCERA ALTERNATIVA: EDIFICIO SIN SÓTANO CON 7 NIVELES VS. EL EDIFICIO DE 6 NIVELES CON UN SÓTANO.

Al tener los resultados indicados en 6.4 se optó por analizar las estructuras con un piso más obteniendo siete niveles en el edificio sin sótano y la otra edificación presenta 6 niveles y un sótano, asimismo es importante resaltar que ambas edificaciones se encuentran en igualdad de condiciones.

Para dicho fin se tuvo que analizar del edificio sin sótano con 7 niveles y el otro edificio de 6 niveles y un sótano obteniéndose los siguientes resultados.

### 5.8.1. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 7 NIVELES SIN SÓTANO Y OTRO EDIFICIO 6 NIVELES Y UN SÓTANO.

CUADRO COMPARATIVO												
UBICACION	EDIFICACIÓN SIN SÓTANO						EDIFICACIÓN CON SÓTANO					
	CARGA AXIAL				MOMENTOS		CARGA AXIAL				MOMENTOS	
	PM (ton)	PV (ton)	PSX (ton)	PSY (ton)	MSX (ton.m)	MSY (ton.m)	PM (ton)	PV (ton)	PSX (ton)	PSY (ton)	MSX (ton.m)	MSY (ton.m)
<b>PLACAS</b>												
<b>PL1</b>	-238.70	-37.16	+132.14	+88.17	-580.73	+679.60	-297.45	-44.09	+116.82	+82.05	-35.84	+17.73
<b>PL2</b>	-238.70	-37.16	+135.08	-88.17	-683.62	+679.60	-297.45	-44.09	+119.63	-82.05	-45.23	+14.82
<b>PL3</b>	-351.12	-82.49	-45.69	-105.54	-655.44	+773.94	-363.91	-70.96	-46.43	-81.15	-47.97	+74.69
<b>PL4</b>	-351.12	-82.49	+45.69	-118.09	-655.44	+765.35	-363.91	-70.96	+46.43	-94.38	-48.00	+80.14
<b>PL5</b>	-238.70	-37.16	-135.08	-84.21	-683.62	+861.58	-297.45	-44.09	-119.63	-78.27	-45.25	+26.19
<b>PL6</b>	-238.70	-37.16	-132.14	+84.21	-580.73	+861.58	-297.45	-44.09	-116.82	+78.27	-35.84	+11.32
<b>PL7</b>	-351.12	-82.49	+36.37	+118.09	-609.34	+765.35	-363.91	-70.96	+36.61	+94.38	-45.59	+57.74
<b>PL8</b>	-351.12	-82.49	-36.37	+105.54	-609.34	+773.94	-363.91	-70.96	-36.61	+81.15	-45.59	+70.07
<b>COLUMNAS</b>												
<b>C1</b>	-277.33	-54.44	+82.49	0	-79.03	+46.68	-241.51	-35.56	+103.88	0	43.16	-78.89
<b>C2</b>	-391.27	-106.09	+2.14	0	-88.45	+56.11	-382.21	-89.42	+0.35	0	59.54	-46.96
<b>C3</b>	-391.27	-106.09	-2.14	0	-88.45	+58.73	-382.21	-89.42	-0.35	0	59.54	-49.25
<b>C4</b>	-277.33	-54.44	-82.49	0	-79.03	+56.34	-241.51	-35.56	-103.88	0	43.16	-105.49

Se puede observar que el momento sísmico en la cimentación del edificio con sótano, disminuye enormemente en ambas direcciones con respecto a la cimentación del edificio sin sótano alrededor de los siguientes valores: 93.83 % en la dirección "X" y 97.39 % en la dirección "Y".

### 5.8.2. DISEÑO:

SIN SÓTANO	CON SÓTANO
CIMENTACIÓN RETICULAR SIN VIGA RÍGIDA	CIMENTACIÓN RETICULAR SIN VIGA RÍGIDA
Área a cimentar: 394.07 m <sup>2</sup>	Área a cimentar: 268.40 m <sup>2</sup>
Peralte Efectivo 1.60 m.	Peralte efectivo: 0.50 m.
q <sub>3</sub> = 29.53 ton/m <sup>2</sup>	q <sub>1</sub> = 22.47 ton/m <sup>2</sup>
qu <sub>3</sub> = 21.77 ton/m <sup>2</sup>	qu <sub>1</sub> = 17.28 ton/m <sup>2</sup>
Acero Transversal: $\phi 3/4$ " @ 12.5 cm	Acero Transversal: $\phi 3/4$ " @ 12.5 cm
Acero longitudinal (+): $\phi 1$ " @ 15cm	Acero longitudinal (+): $\phi 3/4$ " @ 12.5 cm
Acero longitudinal (-): $\phi 1$ " @ 15 cm	Acero longitudinal (-): $\phi 3/4$ " @ 12.5 cm
Franja de 1m: 34 cm <sup>2</sup>	Franja de 1m: 22.72 cm <sup>2</sup>
* q <sub>3</sub> = Esfuerzos de cargas de gravedad y sismo en "Y" con cargas de servicio para dimensionar el área de contacto de la cimentación.	* q <sub>1</sub> = Esfuerzos de cargas de gravedad con cargas de servicio para dimensionar el área de contacto de la cimentación.
*qu <sub>3</sub> = Esfuerzos últimos de cargas de gravedad y sismo en "Y" con cargas últimas para diseñar la cimentación de concreto armado (peralte por corte y punzonamiento; y acero por flexión según f' <sub>c</sub> , f <sub>y</sub> ).	*qu <sub>1</sub> = Esfuerzos últimos de cargas de gravedad con cargas últimas para diseñar la cimentación de concreto armado (peralte por corte y punzonamiento; y acero por flexión según f' <sub>c</sub> , f <sub>y</sub> ).

Se puede observar que, al analizar el diseño de la cimentación de las dos estructuras, hay una disminución del área a cimentar en un 31.89 %, un decremento del peralte efectivo en un 68.75 %, finalmente sobre la cantidad de acero en un análisis de una franja de 1 m. se obtiene una disminución 66.82 % de la cantidad de acero requerido en la edificación que tiene sótano con respecto a la edificación sin sótano.

### 5.8.3. ANALISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE LAS CIMENTACIONES DEL EDIFICIO DE 7 NIVELES SIN SÓTANO Y EL EDIFICIO DE 6 NIVELES Y UN SÓTANO

Partida	Unidad	CIMENTACIONES SIN SÓTANO			CIMENTACIONES CON SÓTANO		
		Cantidad	S/. Pu	S/. Costo	Cantidad	S/. Pu	S/. Costo
<b>1. MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>							
Excavación masiva	m <sup>3</sup>	788.34	65.57	51,691.72	1,931.42	65.57	126,643.47
Rellenos con material propio	m <sup>3</sup>	78.69	23.43	1,843.71	107.26	23.43	2,513.05
Nivelación Interior y apisonado	m <sup>2</sup>	393.45	6.21	2,443.32	268.15	6.21	1,665.18
Eliminación del material excedente	m <sup>3</sup>	709.65	75.33	53,458.24	1,824.17	75.33	137,414.42
<b>Sub total</b>				109,436.98			268,236.13
<b>2. OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>							
Solados con concreto pobre	m <sup>2</sup>	453.27	26.63	12,070.63	268.05	26.63	7,138.06
<b>Sub total</b>				12,070.63			7,138.06
<b>3. OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>							
Cimentación f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	670.09	335.24	224,641.78	249.86	335.24	83,761.39
Muros de contención f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	-			60.92	610.92	37,215.29
Columnas sótano f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	-			6.66	536.45	3,572.76
Placas sótano f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	-			40.85	610.92	24,954.86
<b>Sub Total</b>				224,641.78			149,504.30
<b>4. ACERO Fy= 4200 kg/cm<sup>2</sup></b>							
Cimentación	Kg	19,622.33	4.85	95,168.30	5,255.65	4.85	25,489.90
Muros de contención	Kg	-			2,771.31	4.85	13,440.85
Columnas sótano	Kg	-			1,522.62	4.85	7,384.71
Placas sótano	Kg	-			5,986.66	4.85	29,035.30
<b>Sub Total</b>				95,168.30			75,350.76
<b>5. ENCOFRADO</b>							
Cimentación	m <sup>2</sup>	481.51	72.51	34,914.15	273.66	72.51	19,843.09
Muros de contención	m <sup>2</sup>	-			203.06	64.91	13,180.36
Columnas sótano	m <sup>2</sup>	-			54.76	65.99	3,613.61
Placas sótano	m <sup>2</sup>	-			297.48	64.91	19,309.43
<b>Sub Total</b>				34,914.15			55,946.49
<b>TOTAL</b>				S/476,231.84			S/556,175.75

#### DESCRIPCIÓN:

- Se puede observar que el costo de la partida número 1 (Movimiento de tierras) de la cimentación con sótano con respecto al costo de la cimentación con sótano aumenta en un 145.11 %.
- Se puede observar que el costo de la partida número 2 (Obras de Concreto Simple) de la cimentación con sótano con respecto al costo de la cimentación sin sótano se reduce en un 40.86 %.
- Se puede observar que el costo de la partida número 3 (Obras de Concreto Armado) de la cimentación con sótano con respecto al costo de la cimentación sin sótano se reduce en un 33.45 %.
- Se puede observar que el costo de la partida número 4 (Acero) de la cimentación con sótano con respecto al costo de la cimentación sin sótano se reduce en un 20.82 %.
- Se puede observar que el costo de la partida número 5 (Encofrado) de la cimentación con sótano con respecto al costo de la cimentación sin sótano aumenta en un 60.24 %.

A continuación, se presenta el resumen de los costos de cada partida de las cimentaciones del edificio de 7 pisos sin sótano y el edificio de 6 pisos y un sótano.

<b>Partida</b>	<b>S/. Costo</b>	<b>S/. Costo</b>
<b>1. MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>	109,436.98	268,236.13
<b>2. OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>	12,070.63	7,138.06
<b>3. OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>	224,641.78	149,504.30
<b>4. ACERO <math>F_y= 4200 \text{ kg/cm}^2</math></b>	95,168.30	75,350.76
<b>5. ENCOFRADO</b>	34,914.15	55,946.49
<b>TOTAL</b>	S/. 476,231.84	S/556,175.75
<b>RATIO</b>	1.17	

Se puede observar que hay un aumento del 16.79 % en el costo de la cimentación en la edificación que tiene sótano con respecto a la edificación sin sótano.

Por tanto, el mayor costo se justifica debido a un mayor movimiento de tierras; a la existencia de los muros de sótano.

## CONCLUSIONES

1. El sistema estructural es de muros estructurales, debido a que las placas que se colocaron en ambas estructuras absorben más de 80% de la cortante basal.
2. El tema de tesis ha sido planteado inicialmente para dos edificaciones de 5 niveles en la superestructura una sin sótano y la otra con sótano. Habiéndose obtenido para esta situación como resultados de los análisis estructurales, diseño de las cimentaciones y análisis comparativo de costos lo siguiente:

PROCESOS ANALIZADOS	PARÁMETROS CARACTERISTICOS	5 PISOS SIN SÓTANO (5 Niveles)	5 PISOS CON SÓTANO (6 Niveles)	COMENTARIO
Análisis estructural	Cargas axiales	3183.97 Ton	4036.44 Ton	+ 1.27 %
	Momentos flectores X	3475.24 Ton.m	169.03 Ton.m	-95.20%
	Momentos flectores Y	4024.94 Ton.m	157.19 Ton.m	-96.09%
Diseño de las cimentaciones	Área a cimentar	293.47 m <sup>2</sup>	268.40 m <sup>2</sup>	-8.54%
	Peralte efectivo	1.40 m.	0.50 m.	-64.29%
	Acero (inc. muros y columnas en sótano).	13,588.62 kg.	15,536.24 kg.	+14.33%
	Acero solo en cimentación:	13,588.62 kg.	5,255.65 kg.	-61.32%
Costos obtenidos	Soles	S/326,107.98	S/556,175.75	+70.54%
Observación:	Los esfuerzos de momentos flectores en X y Y disminuyen en promedio 96%. Las áreas a cimentar disminuyen en 9%, y el peralte efectivo en 65%. El acero disminuye en 61.32%. El mayor costo se debe a que existe un nivel más y la presencia de muros de sótano, columnas y placas (lo cual incrementa movimientos de tierra, volumen de concreto, mayor metraje en los encofrados.			

3. Para analizar en forma más precisa la importancia que tienen la utilización de sótanos en las edificaciones se hicieron dos análisis estructurales adicionales en igualdad de condiciones en el número de niveles: a) El edificio sin sótano con 6 niveles vs. el edificio con sótano con sus 6 niveles (5 pisos más sótano); y b) Se aumenta 1 nivel en ambas estructuras de tal manera que ambas estructuras quedan con 7 niveles.
4. Al efectuarse la comparación mencionada en el ítem 3 se obtuvieron los resultados mostrados en la siguiente tabla.

PROCESOS ANALIZADOS	CARACTERISTICAS DE LAS CIMENTACIONES	SIN SÓTANO			CON SÓTANO		
		CIMENTACIÓN RETICULAR SIN VIGA RÍGIDA			CIMENTACIÓN RETICULAR SIN VIGA RÍGIDA		
		5 pisos	6 pisos	7 pisos	5 pisos + 1 sótano	5 pisos + 1 sótano	6 pisos + 1 sótano
Análisis estructural	Cargas axiales	3183.97 Ton	3840.03 Ton	4496.10 Ton	4036.44 Ton	4036.44 Ton	4639.98 Ton
	Momento flector x:	3475.24 Ton.m	4440.89 Ton.m	5393.21 Ton.m	169.03 Ton.m	169.03 Ton.m	143.90 Ton.m
	Momento flector y:	4024.94 Ton.m	5207.14 Ton.m	6378.80 Ton.m	157.19 Ton.m	157.19 Ton.m	72.11 Ton.m
Diseño de las cimentaciones	Área a cimentar:	293.47 m2	352.19 m2	394.07 m2	268.40 m2	268.40 m2	268.40 m2
	Peralte Efectivo:	1.40 m.	1.50 m.	1.60 m.	0.50 m	0.50 m	0.50 m
	Acero Transversal:	φ 3/4"@ 15 cm	φ3/4"@ 15 cm	φ3/4"@ 12.5 cm	φ3/4 "@ 12.5 cm	φ3/4 "@ 12.5 cm	φ3/4 "@ 12.5 cm
	Acero longitudinal (+):	φ1 "@ 15 cm	φ1 "@ 15cm	φ1 "@ 15cm	φ3/4 "@ 12.5 cm	φ3/4 "@ 12.5 cm	φ3/4 "@ 12.5 cm
	Acero longitudinal (-):	φ1 "@ 15 cm	φ1 "@ 15 cm	φ1 "@ 15 cm	φ3/4 "@ 12.5 cm	φ3/4 "@ 12.5 cm	φ3/4 "@ 12.5 cm
Costos	Soles:	S/326,107.98	S/403,981.53	S/. 476,231.84	S/556,175.75 (1.71)	S/556,175.75 (1.38)	S/556,175.75 (1.17)
Observación:		Se observa que conforme se incrementa el número de pisos el costo de las edificaciones con muro de sótano tiende a ser más económica que el costo de las edificaciones sin muro de sótano.					

5. Se deduce que la presencia del muro sótano mejora el comportamiento estructural de la cimentación de los edificios de varios pisos, ya que conforme se incrementa el número de niveles disminuyen considerablemente los momentos flectores en ambas direcciones "X" y "Y". Lo cual produce disminuciones en las siguientes características: dimensiones de la cimentación (área y peralte); cantidad de acero; y costo.
6. El emplear un muro de sótano también puede ser utilizado para ganar un ambiente más cuando existen restricciones con respecto al N° de pisos especificados en determinadas zonas indicadas en el plano de desarrollo urbano.
7. Finalmente, se concluye que la disminución de esfuerzos y de costos en las cimentaciones de los edificios con sótanos pueden reducirse aún más si se toman en cuenta las recomendaciones de Karl Terzaghi (1948), quien menciona la importancia que tienen los sótanos en la contribución de mejorar la capacidad portante del suelo de cimentación debido a la disminución de peso que resulta en la excavación.

Este tema se recomienda como futura línea de investigación en el área de Mecánica de Suelos, con lo cual se puede contribuir a incorporar en los estudios de mecánica de suelos el **método de la compensación**.

## **FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN**

Plantear alternativas de cimentaciones para edificaciones con sótano sin lindero.

Plantear alternativas de cimentaciones para edificaciones con sótano con lindero.

Efectuar una investigación sobre la compensación del suelo para mejorar la capacidad portante del suelo a nivel de Mecánica de Suelos.



## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Blanco Blasco, A. (s.f.). *Cimentaciones* [Diapositivas]. Abbings. <http://www.abbings.com/descargas/cimentaciones.pdf>
- BRAJA Das. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. 2da ed. Thomson Editores: California State University, 2010, 585 pp.
- CALAVERA José. Muros De Contención y Muros de Sótano. 2da ed. INTEMAC: Madrid, 1989, 307 pp.
- HARMSSEN Teodoro. Diseño de Estructuras de Concreto. 3ra ed. Fondo Editorial PUCP: Lima, 2002. 697 pp.
- Hernández, D. (2009). Consideraciones para el análisis, diseño y evaluación de muros de sótano de concreto reforzado, [Tesis Pregrado, Universidad de San Carlos Guatemala]. Repositorio institucional de San Carlos Guatemala. [http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08\\_3070\\_C.pdf](http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_3070_C.pdf)
- INEI (2016), Perú: Producción del sector Construcción creció 5,37% en febrero de 2016. Perú, Lima. (Fecha de consulta, 17 de abril de 2018) de <https://www1.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/noticias/nota-de-prensa-n061-2016-inei.pdf>
- MORALES Roberto. Diseño en Concreto Armado. 3ra ed. Fondo Editorial ICG: Lima, 2006. 334 pp.
- MCCORMAC Jack. Diseño de Concreto Reforzado. 4ª ed. Alfaomega Grupo Editor: Mexico D.F., 2002, 729 pp. ISBN: 970-15-0633-2
- NILSON Arthur. Diseño de Estructuras de concreto. 12 ed. Emma ArizaH: Colombia, 2001, 722 pp. ISBN\_958-600-953-X
- OTTAZZI Gianfranco. Apuntes del Curso de Concreto Armado I. 11va ed. Fondo Editorial PUCP: Lima, 2011, 511 pp.
- PARKER Harry. Diseño Simplificado de Concreto Reforzado. 3ra ed. Limusa Wiley: Mexico, 2008. 352 pp. ISBN: 978-968-18-5190 – 3.
- PIRALLA Meli. Diseño estructural. 2da ed. Limusa Noriega Editores: México, s.f. 596 pp.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. 10ma. Ed. Megabyte S.a.c: Lima, 2017, 823 pp.
- San Bartolomé Angel. Análisis de Edificios. 1ra ed. Fondo Editorial PUCP: Lima, 1998, 319 pp.
- San Bartolomé, Ángel, Quiun, Daniel, & Silva, Wilson. (2011). Comentarios relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010. *Concreto y cemento. Investigación y desarrollo*, 3(1), 36-48. Recuperado en 17 de abril de 2018, de [http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S2007-30112011000200004&lng=es&tlng=es](http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2007-30112011000200004&lng=es&tlng=es)
- WIGHT James y MACGREGOR James. Reinforced concrete mechanics and design, 6 ta ed. PEARSON: The United State, 2012, 1157 pp. ISBN: 978-0-13-217652-1

## **ANEXOS**

**ANEXO 01: MATRIZ DE CONSISTENCIA.**

<b>PROBLEMA</b>	<b>OBJETIVOS</b>	<b>HIPÓTESIS</b>	<b>VARIABLES</b>	<b>DIMENSIONES</b>	<b>SUB DIMENSIONES</b>	<b>METODOLOGÍA</b>
<p><b>PROBLEMA GENERAL:</b></p> <p>¿De qué manera los sótanos influyen en el comportamiento estructural y diseño de las cimentaciones superficiales, en los edificios sismo resistentes de concreto armado?</p> <p><b>PROBLEMA ESPECÍFICOS:</b></p> <p>¿Cuál es la mejor alternativa de cimentaciones superficiales para un edificio sismo</p>	<p><b>OBJETIVO GENERAL:</b></p> <p>Determinar de qué manera los sótanos influyen en el comportamiento estructural y diseño de las cimentaciones superficiales, en los edificios sismo resistentes de concreto armado.</p> <p><b>OBJETIVOS ESPECÍFICOS:</b></p> <p>Evaluar la mejor alternativa de cimentaciones superficiales para un edificio sismo</p>	<p><b>HIPÓTESIS GENERAL</b></p> <p>Los sótanos mejoran significativamente en el comportamiento estructural y diseño de las cimentaciones superficiales, en los edificios sismo resistentes de concreto armado.</p> <p><b>HIPÓTESIS ESPECÍFICA:</b></p> <p>Las edificaciones sismorresistentes con sótano son una mejor alternativa de cimentación superficial, para los edificios sismo</p>	<p><b>PRIMERA VARIABLE</b></p> <p>Sótanos</p> <p><b>SEGUNDA VARIABLE</b></p>	<p>Suelo</p> <p>Profundidad de cimentación.</p>	<p>Capacidad portante(kg/cm<sup>2</sup>)</p> <p>Altura (m)</p> <p>Cortantes (Kg)</p>	<p><b>MÉTODO DE INVESTIGACIÓN:</b></p> <p>Método descriptivo.</p> <p><b>TIPO DE INVESTIGACIÓN:</b></p> <p>Investigación aplicada por que el interés de la investigación es la aplicación de conocimientos teóricos.</p> <p><b>NIVEL DE INVESTIGACIÓN:</b></p> <p>El nivel de investigación es descriptivo, ya que no alteraremos la realidad, solo se describirán y evaluarán las variables.</p>

<p>resistente de concreto armado con sótano y otro similar sin sótano desde los puntos de vista estructural y de diseño?</p>	<p>resistente de concreto armado con sótano y otro similar sin sótano desde los puntos de vista estructural y de diseño.</p>	<p>resistentes desde los puntos de vista estructural y diseño.</p>	<p>Comportamiento estructural y diseño de las cimentaciones superficiales con sótano y sin sótano.</p>	<p>Esfuerzos</p>	<p>Momentos(kg.m)</p>	<p><b>DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN:</b></p> <p>Diseño no experimental y transversal</p> <p><b>TÉCNICAS DE RECOPIACIÓN DE DATOS:</b></p> <p><b>INSTRUMENTO DE INVESTIGACIÓN</b></p> <p>-Programa informático de Microsoft Excel.</p> <p>-RNE. E.030, Norma E.050, Norma E.060, Norma E.020.</p> <p>- SAP, ETAPS y SAFE</p>
--	--	--	--	------------------	-----------------------	---





## CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

C- 1

M- 1

### 1.0.0 Propiedades físicas

$\rho_d =$	2120 kg/m <sup>3</sup>	densidad especifica seca in situ. (mejoramiento previa compactación)
$\rho_{max} =$	2345 kg/m <sup>3</sup>	densidad máxima.
$\rho_{min} =$	2030 kg/m <sup>3</sup>	densidad mínima.
$c =$	1900 kg/m <sup>2</sup>	cohesion
$\phi =$	29.4 grados	angulo de fricción
$D_c =$	1.50 m	profundidad de cimentación
$B =$	1.20 m	ancho de la cimentación
$L =$	1.00 m	Largo de la cimentación
$\beta =$	0	Inclinación de la carga sobre cimentación
$d =$	3	profundidad de Nivel freático medido desde la base de cimentación

### 2.0.0 Calculo de la Capacidad admisible

La capacidad admisible se obtiene de la división de la capacidad de carga última entre un factor de seguridad (FS) la cual puede ser por lo menos 3 en todos los casos.

$$q_{adm} = q_u / FS \qquad FS = 3.00$$

El calculo de la capacidad de carga última, dependerá del tipo de falla en el suelo.

Existente tres tipos de falla que se presentan en el suelo en función de la compacidad relativa del suelo: falla general por corte para compacidades relativas mayores a 0.7, falla local por corte para compacidades comprendidas entre 0.35 y 0.70

$$C_r = (q_d - q_{min}) / (q_{max} - q_{min}) \times (q_{max} / q_d)$$

$C_r = 0.26$       Compacidad relativa.

Tipo de Falla:      Falla local por corte

$c' =$	1266.67 kg/m <sup>2</sup>
$\phi_1 =$	20.59 grados
$\phi_2 =$	28.94 grados
$\phi =$	20.59 grados

### 2.1.0 TERZAGUI (1943)

$$q_u = c N_c S_c + q N_q S_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

2.1.1 Factores de Carga      3.29



Julio E. Canayo Girón  
INGENIERO CIVIL  
Reg. C.A.P. 163569

2.1.6 Ubicación del Nivel Freático

D1 =	0	No es aplicable
D2 =	0	No es aplicable
Df =	1.50	
d =	1.00	

Caso I: Si el Nivel Freático se Ubica de modo que  $0 \leq d \leq Df$

q =	$D1 \cdot g + D2(g_{sat} - g_w)$		
$\gamma = \gamma'$	$g_{sat} - g_w$	1343	NO ES APLICABLE
q =	Sobrecarga efectiva		
$g_{sat}$ =	Peso Especifico saturado del suelo		
$g_w$ =	Peso Especifico del agua		

Caso II: Si el nivel freático del agua se ubica de modo que  $0 \leq d \leq B$

q =	$g \cdot Df$	6861.25	APLICAR ESTE CASO
$\gamma = \gamma'$	$g' + d/B(g - g')$	4574.17	

Caso III: Si  $d > B$ , el agua no tendrá efecto sobre la capacidad de carga última.

2.1.7 Capacidad de Carga Última y Admisible

qult =	18.06 kg/cm <sup>2</sup>
qadm =	3.61 kg/cm <sup>2</sup>
	3.30

2.1.8 Verificación de Asentamiento

qadm =	2.30 kg/cm <sup>2</sup>	$S_i = D \cdot q_p (1 - \mu^2) / \alpha \cdot E_s$
Relación de poisons	$\mu = 0.27$	
Módulo de elasticidad	$E_s = 500 \text{ Kg/cm}^2$	
Asentamiento permisible	$S_i(\text{máx}) = 0.80 \text{ cm}$	
Ancho de la cimentación	$B = 1.20 \text{ m}$	
Relación	$L/B = 0.81$	
Factor de Forma	$\alpha = 1.02$	
Asentamiento	$S_i = 0.0092 \text{ m}$	
Asentamiento	$S_i = 0.5229 \text{ cm}$	
Distorsión Angular	$\alpha_i = 0.0063$	
Distorsión Angular Permisible	$\alpha_{ip} = 0.0067$	OK
Presión por carga	qadm = 2.30 kg/cm <sup>2</sup>	OK
Presión de carga soportada por asentamiento	qadm = 2.30 kg/cm <sup>2</sup>	OK

   
 Aldo E. Corzo Gaitan  
 INGENIERO CIVIL  
 Reg. C.U.P. 16258



### **ANEXO 03: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.**

- Planos de arquitectura (A-01; A-02; A-03; A-04)
- Plano de estructura y cimentación sin sótano (E-02)
- Planos de estructura y cimentación con sótano (E- 01)