

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE QUITO

CARRERA:

INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL E INGENIERA CIVIL

TEMA:

**“ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA ESTÁTICA
PARA UNA EDIFICACIÓN REGULAR DE HORMIGÓN ARMADO Y 3
TIPOS DE SUELOS.”**

AUTORES:

CASTRO PILCO CHRISTIAN FERNANDO

PÉREZ MARTÍNEZ GABRIELA ESTEFANÍA

TUTOR:

LÓPEZ MACHADO NELSON ANDRÉS

Quito, enero 2020

CESIÓN DE DERECHOS DE LOS AUTORES

Nosotros, Christian Fernando Castro Pilco con documento de identificación N° 1805099098 y Gabriela Estefanía Pérez Martínez, con documento de identificación N° 1751445634, manifestamos nuestra voluntad y cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del trabajo de titulación intitulado: “ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA ESTÁTICA PARA UNA EDIFICACIÓN REGULAR DE HORMIGÓN ARMADO Y 3 TIPOS DE SUELOS”, mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de: INGENIERO CIVIL e INGENIERA CIVIL, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en nuestra condición de autores nos reservamos los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribimos este documento en el momento que hacemos entrega del trabajo final en formato impreso y digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.



Christian Fernando Castro Pilco

CI: 1805099098



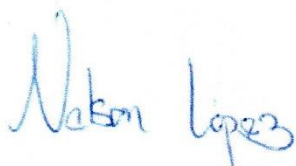
Gabriela Estefanía Pérez Martínez

CI:1751445634

Quito, enero del 2020.

DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR

Yo declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el trabajo de titulación, "ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA ESTÁTICA PARA UNA EDIFICACIÓN REGULAR DE HORMIGÓN ARMADO Y 3 TIPOS DE SUELOS" realizado por el Sr. Christian Fernando Castro Pilco y la Srta. Gabriela Estefanía Pérez Martínez, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerado como trabajo final de titulación.



Ing. Nelson Andrés López Machado

CI: 1758488736

Quito, enero del 2020.

DEDICATORIA

Este proyecto va dedicado principalmente a mi padre LUIS ALFONSO que con su carácter que imparte me ha hecho enfrentarme a los retos que me ha dado la vida, que con su amor que comparte me ha dado la alegría de seguir en este camino que empecé, a mi madre MARÍA MACLOVIA que con su cariño que es infinitamente grande no me deja desmayar en las instancias más declives de mi vida , a mis hermanos LIZBETH ESTEFANIA, LUIS DANIEL, MILENA SOFÍA, ALFONSO LEONEL, que observan el rastro que dejo en el paso por ser el hermano mayor les dedico esta meta alcanzada.

Una dedicatoria a toda mi familia del Santuario y a la Virgen del lugar, ya que sin su ayuda en mis momentos de soledad no podría seguir adelante.

Christian

A Dios por brindarme fuerza y sabiduría para recorrer este camino y cumplir mis metas.

A mi madre Mery porque su amor incondicional y dedicación me demuestran que Dios me dio la mejor mamá del mundo, sin ti nada de esto hubiera sido posible, estaré infinitamente agradecida porque eres y serás el cimiento de mi vida.

A mi hermana Alejandra por ser mi amiga y compañera, gracias por confiar en mí y ser mi ejemplo a seguir.

Gaby

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a Dios por guiarnos para lograr esta meta, a la Universidad Politécnica Salesiana y a sus docentes que con sus conocimientos nos han ayudado a convertirnos en profesionales.

Un agradecimiento especial a nuestro tutor el Ing. Nelson López quien es una gran persona y profesional ya que, su apoyo y aptitudes, nos han permitido desarrollar este tema y consolidar los conocimientos adquiridos durante toda la carrera.

RESUMEN

La interacción suelo – estructura es un modelo desarrollado con la finalidad de considerar al sistema cimentación – superestructura como un solo elemento ya que en la actualidad los modelos estructurales, al considerar su base rígida, están despreciando el efecto que podría inducir el suelo sobre la estructura. Este efecto será mayor o menor dependiendo de la calidad del mismo. La interacción suelo – estructura puede ser ejecutada desde el punto de vista estático o dinámico; para el presente trabajo se consideró únicamente el enfoque estático puesto que no se tomará en cuenta el movimiento del suelo a través del tiempo; sin embargo, se ocupará el método modal espectral para considerar el efecto del sismo en el diseño de los elementos estructurales como vigas y columnas.

Este tema será desarrollado con la finalidad de determinar cómo influye el tipo de suelo en la interacción suelo – estructura; para ello se determinarán derivadas, esfuerzos en varillas de acero y deformaciones tanto para los modelos con resortes como para los modelos con empotramiento perfecto para así obtener como conclusión cuál de los modelos es mejor dependiendo del tipo de suelo.

ABSTRACT

The soil - structure interaction is a model developed with the proposal to consider the foundation - superstructure system as a single element since currently the structural models, considering their rigid base, are neglecting the effect that the soil could induce on the structure. This effect will be greater or lesser depending on its quality. The soil - structure interaction can be executed from a static or dynamic point of view; for the present work the static approach is constantly considered since the movement of the soil over time will not be taken into account; however, it will deal with the spectral modal method to consider the effect of the earthquake on the design of structural elements such as beams and columns.

This theme will be developed with the intention of determining how the type of soil influences the soil - structure interaction; for this, the derivations, the stresses in steel rods and deformations will be determined both for the models with springs and for the models with perfect embedment so as to obtain the conclusion of which models it is better according to the type of soil.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1.- GENERALIDADES	1
1.1 Introducción	1
1.2 Objetivos	1
1.2.1 Objetivo General	1
1.2.2 Objetivos Específicos.....	2
1.3 Antecedentes	2
1.4 Justificación.....	2
1.5 Alcance.....	3
1.6 Metodología	3
CAPÍTULO 2.- MARCO TEÓRICO.....	4
2.1 Estructuras regulares	4
2.2 Estructuras irregulares.....	4
2.3 Tipo de cimentaciones.....	5
2.3.1 Cimentaciones Superficiales	5
2.3.2 Cimentaciones profundas	7
2.4 Compresibilidad del suelo.....	8
2.5 Idealización del modelo	8
2.6 Formulación Matricial.....	8
2.6.1 Ley de Hooke	9
2.7 Interacción Suelo – Estructura	10
2.7.1 Interacción Estática Suelo – Estructura.....	10
2.7.2 Interacción Dinámica Suelo – Estructura.....	11
CAPÍTULO 3.- ANALISIS Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO.....	11
3.1 Generalidades del proyecto	11
3.2 Descripción del sistema estructural adoptado	13

3.3	Análisis de Carga	13
3.3.1	Cargas vivas	14
3.3.2	Carga muerta o carga permanente.....	14
3.3.3	Cargas accidentales o de sismo	15
3.3.4	Análisis modal espectral	15
3.3.4.1	Zonificación sísmica y factor de zona Z.....	15
3.3.4.2	Tipos de perfiles de suelo	16
3.3.4.3	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto (Fa)	17
3.3.4.4	Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.....	17
3.3.4.5	Comportamiento no lineal de los suelos.....	18
3.3.4.6	Coeficiente de importancia de la estructura I	19
3.3.4.7	Periodo fundamental de vibración de la estructura T	19
3.3.4.8	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones	20
3.3.4.9	Espectro de respuesta inelástico	22
3.3.4.9.1	Coeficiente de irregularidad en elevación	22
3.3.4.9.2	Coeficiente de irregularidades en planta	22
3.3.4.9.3	Factor de reducción de resistencia sísmica R.....	23
3.3.4.10	Cortante Basal.....	25
3.3.4.10.1	Distribución del cortante basal por pisos.....	26
3.3.4.10.2	Distribución del cortante basal por ejes.....	28
3.4	Combinaciones de carga para diseño por última resistencia.....	32
3.5	Pre diseño de los elementos estructurales	33
3.5.1	Pre diseño de losas	33
3.5.2	Pre diseño de vigas.....	34
3.5.3	Pre diseño de columnas.....	35

3.6	Modelación de la estructura en el programa Autodesk Robot Structural Analysis Professional	36
3.6.1	Descripción del software.....	36
3.6.2	Creación del modelo en el programa	36
3.6.3	Configuración de unidades.....	37
3.6.4	Definición de materiales	38
3.6.5	Definición de ejes.....	38
3.6.6	Creación de secciones de vigas	39
3.6.7	Creación de secciones de columnas	40
3.6.8	Creación de losa nervada	40
3.6.9	Asignación de apoyos	41
3.6.10	Generación del modelo	42
3.6.11	Asignación de cargas.....	43
3.6.11.1	Carga muerta.....	43
3.6.11.2	Carga Viva.....	44
3.6.12	Creación de espectros de diseño	45
3.6.13	Torsión accidental	47
3.6.14	Creación de las combinaciones de carga.....	48
3.7	Diseño definitivo de los elementos estructurales	49
3.7.1	Diseño de losa alivianada.....	49
3.7.1.1	Determinación de la carga muerta de la losa	49
3.7.1.2	Distribución de cargas para cada paño (Método de las deflexiones) 51	
3.7.1.3	Revisión del espesor obtenido en el prediseño	59
3.7.1.4	Obtención del acero de refuerzo	61
3.7.1.5	Cálculo de deflexiones.....	64
3.7.2	Diseño de vigas	66

3.7.2.1	Diseño por flexión	67
3.7.2.2	Chequeo por resistencia	69
3.7.2.3	Chequeo por rigidez.....	69
3.7.2.4	Cálculo de flechas	72
3.7.2.5	Diseño por Corte.....	72
3.7.2.6	Corte por capacidad	74
3.7.2.7	Diseño por torsión.....	75
3.7.2.8	Armado de viga.....	76
3.7.2.9	Revisión por impacto.....	78
3.7.2.9.1	Acero de refuerzo	81
3.7.2.9.2	Chequeo por resistencia.....	81
3.7.2.9.3	Chequeo por rigidez	82
3.7.2.9.4	Cálculo de flechas.....	83
3.7.2.9.5	Diseño por corte	84
3.7.2.9.6	Corte por capacidad.....	84
3.7.2.9.7	Diseño por torsión	84
3.7.2.9.8	Armado de la viga	85
3.7.3	Diseño de columnas	86
3.7.3.1	Resumen de resultados obtenidos de <i>Robot Structural Analysis</i> ..	87
3.7.3.1.1	Refuerzo longitudinal	87
3.7.3.1.2	Refuerzo transversal	87
3.7.3.1.3	Diagrama de interacción de la columna	88
3.7.4	Diseño de cimentaciones.....	89
3.7.4.1	Zapatas aisladas	89
3.7.4.1.1	Pre dimensionamiento del espesor de la zapata H	92
3.7.4.1.2	Verificación por corte por punzonamiento.....	93
3.7.4.1.3	Armadura longitudinal.....	94

3.7.4.1.4	Acero transversal	94
3.7.4.2	Zapatas combinadas	95
3.7.4.2.1	Verificación de los esfuerzos del suelo	97
3.7.4.2.2	Determinación del espesor de la zapata combinada	97
3.7.4.2.3	Verificación de corte como viga	98
3.7.4.2.4	Verificación del espesor necesario por flexión	99
3.7.4.2.5	Acero longitudinal	99
3.7.4.2.6	Acero transversal	100
3.7.4.2.7	Distancia entre zapatas	104
3.7.5	Diseño de cadenas de amarre	106
3.7.5.1	Diseño a flexión	106
3.7.5.2	Diseño a cortante	107
3.8	Interpretación de resultados	109
3.8.1	Periodo fundamental de vibración de la estructura	109
3.8.2	Modos de vibración de la estructura	110
3.8.3	Control de derivas	111
3.8.4	Cortante Basal	114
3.8.5	Irregularidad Torsional	115
3.8.6	Verificación de desplazamientos nodales	118
3.8.6.1	Primer modo de vibración	118
3.8.6.2	Segundo modo de vibración	119
3.8.6.3	Tercer modo de vibración	120
3.8.7	Verificación de la conexión viga columna	120
3.8.7.1	Capacidad nominal de vigas	120
3.8.7.2	Capacidad nominal de columnas	121
3.8.7.3	Verificación del comportamiento columna fuerte – viga débil ..	123
CAPÍTULO 4.- INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA ESTÁTICA		123

4.1	Determinación de las constantes de rigidez	123
4.1.1	Suelo.....	123
4.1.2	Zapatas	124
4.1.2.1	Constante de rigidez lateral producida por fuerzas en x “Kx” ...	126
4.1.2.2	Constante de rigidez lateral producida por fuerzas en Y “Ky”...	126
4.1.2.3	Constante de rigidez axial producida por fuerzas en z “Kz”	126
4.1.2.4	Constante de rigidez a giro “kx”	132
4.1.2.5	Constante de rigidez a giro “ky”	133
4.1.2.6	Constante de rigidez a torsión “kz”	134
4.1.2.7	Verificación con el software <i>Robot Structural Analysis</i>	136
4.1.3	Cadenas de amarre	139
4.1.3.1	Constante de rigidez axial cadena 1.....	140
4.1.3.2	Constante de rigidez axial cadena 2.....	141
4.2	Modelación en el software <i>SeismoStruct</i>	142
4.2.1	Descripción del programa	143
4.2.2	Creación del pórtico en <i>SeismoStruct</i>	143
4.2.2.1	Definición de nodos del pórtico más desfavorable.....	143
4.2.2.2	Definición de unidades	143
4.2.2.3	Definición de materiales	144
4.2.2.4	Creación de secciones.....	145
4.2.2.5	Definición de elementos	146
4.2.2.6	Definición de la conectividad entre elementos	146
4.2.2.7	Asignación de apoyos	147
4.2.2.8	Asignación de cargas	147
4.2.2.9	Pórtico con empotramiento como apoyo	147
4.2.2.10	Pórtico con resortes equivalentes como apoyo	148
4.2.3	Análisis en <i>SeismoStruct</i>	149

4.3	Creación del modelo en Robot Structural Analysis (Método estático equivalente).....	151
4.4	Modelo con empotramiento como apoyo (utilizando Método estático equivalente).....	151
4.4.1	Modelo con resortes equivalentes como apoyo (utilizando Método estático equivalente).....	152
4.4.2	Rectificación del acero de refuerzo de columnas y vigas	154
4.5	Interpretación de Resultados	154
4.5.1	Revisión de la irregularidad por torsión.....	154
4.5.1.1	Modelo con empotramiento	154
4.5.1.2	Modelo con resortes.....	157
4.5.2	Revisión de derivas	159
4.5.2.1	Modelo con empotramiento	159
4.5.2.2	Modelo con resortes.....	161
CAPÍTULO 5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		163
5.1	Conclusiones	163
5.2	Recomendaciones.....	164
CAPÍTULO 6.- BIBLIOGRAFÍA		166

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Clasificación de edificios de hormigón armado.....	13
Tabla 2: Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas	14
Tabla 3: Peso muerto actuante sobre las gradas.....	15
Tabla 4: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	16
Tabla 5: Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico	17
Tabla 6: Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.....	17
Tabla 7: Tipo de suelo y Factores de sitio Fd	18
Tabla 8: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs ...	18
Tabla 9: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	19
Tabla 10: Coeficientes C_y y a para cada tipo de estructura	20
Tabla 11: Cálculo del periodo fundamental de la estructura.....	20
Tabla 12: Cálculo del espectro de respuesta elástico	21
Tabla 13: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles	23
Tabla 14: Espectro inelástico para cada tipo de suelo.....	24
Tabla 15: Cortante Basal de diseño.....	26
Tabla 16: Datos para la distribución del cortante basal por pisos.....	27
Tabla 17: Distribución de la fuerza sísmica por pisos suelo E	27
Tabla 18: Distribución de la fuerza sísmica por pisos suelo C	27
Tabla 19: Distribución de la fuerza sísmica por pisos suelo A	28
Tabla 20: Desplazamientos del pórtico eje 4 suelo E	29
Tabla 21: Fuerzas obtenidas para el pórtico en el eje 4 suelo E	30
Tabla 22: Fuerza total actuante por ejes y pisos suelo E.....	30
Tabla 23: % de repartición de la fuerza sísmica por ejes suelo E	31
Tabla 24: Distribución de la fuerza sísmica por ejes suelo E	31
Tabla 25: Distribución de la fuerza sísmica por ejes suelo C	32
Tabla 26: Distribución de la fuerza sísmica por ejes suelo A.....	32
Tabla 27: Combinaciones de carga para diseño por última resistencia.	32
Tabla 28: Espesores mínimos para losas en 2 direcciones.....	33
Tabla 29: Peralte mínimo de viga	35
Tabla 30: Secciones de vigas obtenidas del pre diseño.....	35
Tabla 31: Secciones de columnas obtenidas del pre diseño.....	35
Tabla 32: Distribución de cargas muertas en x y y para el paño 1.....	52

Tabla 33: Distribución de cargas muertas en x y y para el paño 2.....	53
Tabla 34: Distribución de cargas muertas en x y y para el paño 3.....	53
Tabla 35: Distribución de cargas muertas en x y y para el paño 4.....	53
Tabla 36: Distribución de la carga viva en x y y para el paño 1	56
Tabla 37: Distribución de la carga viva en x y y para el paño 2	56
Tabla 38: Distribución de la carga vivas en x y y para el paño 3	56
Tabla 39: Distribución de la carga vivas en x y y para el paño 4	56
Tabla 40: Cortantes y momentos máximos.....	59
Tabla 41: Combinaciones de carga para el tramo	60
Tabla 42: Combinaciones de carga para el apoyo.....	60
Tabla 43: espesores de losa calculados	61
Tabla 44: Propiedades de la sección	61
Tabla 45: Momento de agrietamiento para el tramo	62
Tabla 46: Cálculo del acero de refuerzo para el tramo	63
Tabla 47: Momento de agrietamiento para el apoyo.....	63
Tabla 48: Cálculo del acero de refuerzo para los apoyos.....	63
Tabla 49: Deflexiones máximas permitidas.....	64
Tabla 50: Deflexiones calculadas y verificación para la losa en dirección x.....	65
Tabla 51: Deflexiones calculadas y verificación para la losa en dirección x.....	66
Tabla 52: Acero negativo para viga Y-Y	68
Tabla 53: Acero positivo para viga Y-Y	69
Tabla 54: Chequeo por resistencia	69
Tabla 55: Chequeo por rigidez en el tramo de la viga Y-Y	71
Tabla 56: Chequeo por rigidez en el apoyo de la viga Y-Y.....	71
Tabla 57: Cálculo de flechas viga Y-Y	72
Tabla 58: Diseño por corte viga Y-Y	73
Tabla 59: Cálculo de momento torsor crítico.....	76
Tabla 60: Resumen del área de acero longitudinal en vigas obtenida para los 3 tipos de suelos.....	78
Tabla 61: Incremento de las fuerzas verticales por impacto	79
Tabla 62: Características de los materiales para la viga Y-Y con impacto.....	80
Tabla 63: Acero negativo para viga Y-Y con impacto (Apoyo 1-4).....	81
Tabla 64: Acero negativo para viga Y-Y con impacto (Apoyo 4-6).....	81

Tabla 65: Acero positivo para viga Y-Y con impacto	81
Tabla 66: Revisión por resistencia viga Y-Y con impacto	82
Tabla 67: Chequeo por rigidez viga Y-Y con impacto (en el tramo).....	82
Tabla 68: Chequeo por rigidez viga Y-Y con impacto (en el apoyo).....	83
Tabla 69: Cálculo de flechas instantánea viga Y-Y con impacto	83
Tabla 70: Cálculo de flecha diferida viga Y-Y con impacto	83
Tabla 71: Diseño por corte viga Y-Y con impacto (apoyo 1 - 3)	84
Tabla 72: Diseño por corte viga Y-Y (apoyo 4-6).....	84
Tabla 73: Cálculo del momento torsor crítico para viga Y-Y con impacto.....	85
Tabla 74: Resumen del acero de refuerzo positivo y negativo para la viga Y-Y con impacto y 3 tipos de suelos	86
Tabla 75: Resultados para columnas suelo E.....	88
Tabla 76: Resultados para columnas suelo C.....	89
Tabla 77: Resultados para columnas suelo A	89
Tabla 78: Cargas y momentos obtenidos de Robot para zapata A-2 suelo E	89
Tabla 79: Datos del suelo E	89
Tabla 80: Datos para el diseño de zapata A-2 suelo E.....	90
Tabla 81: Dimensiones de zapata aislada A-2 suelo E	91
Tabla 82: Momento último para acero longitudinal zapata A-1 suelo E	94
Tabla 83: Cálculo de acero longitudinal zapata D-5 suelo E.....	94
Tabla 84: Momento último para acero transversal zapata D-5 suelo E	95
Tabla 85: Cálculo de acero transversal zapata D-5 suelo E.....	95
Tabla 86: Datos para el diseño de zapata combinada B-3 – C-3 suelo E.....	96
Tabla 87: Pre diseño L y B para zapata combinada B-3 - C-3.....	97
Tabla 88: Verificación del esfuerzo del suelo.....	97
Tabla 89: Calculo del espesor de la zapata combinada.....	97
Tabla 90: Revisión del espesor de zapata combinada.....	98
Tabla 91: Revisión de corte como viga para la zapata combinada B-3 - C-3 suelo E	99
Tabla 92: Cálculo del acero longitudinal superior	99
Tabla 93: Cálculo de acero longitudinal inferior	100
Tabla 94: Cálculo del acero transversal para zapata combinada B-3 - C-3 suelo E	101
Tabla 95: cálculo de acero por temperatura	101
Tabla 96: asentamientos de las zapatas suelo E eje B.....	105

Tabla 97: Diseño de cadenas para los 3 tipos de suelos.....	108
Tabla 98: Periodo de vibración para la estructura con suelo tipo E.....	109
Tabla 99: Revisión del periodo de vibración para los 3 tipos de suelos	110
Tabla 100: Modos de vibración para la estructura sobre suelo E	110
Tabla 101: Revisión del % de participación de masa para los 3 tipos de suelos	110
Tabla 102: Derivas máximas.....	112
Tabla 103: Control de derivas para el sentido X suelo E.....	112
Tabla 104: Control de derivas para el sentido Y suelo E.....	113
Tabla 105: Control de derivas para el sentido X suelo C.....	113
Tabla 106: Control de derivas para el sentido Y suelo C.....	113
Tabla 107: Control de derivas para el sentido X suelo A	114
Tabla 108: Control de derivas para el sentido Y suelo A	114
Tabla 109: Revisión del cortante basal para los 3 tipos de suelos	115
Tabla 110: Revisión de la irregularidad torsional en Espectral X para los 3 tipos de suelos.....	118
Tabla 111: Revisión de la irregularidad torsional en Espectral Y para los 3 tipos de suelos.....	118
Tabla 112: Verificación de la conexión viga columna para los 3 tipos de suelos ...	123
Tabla 113: Módulo de Balasto para los 3 tipos de suelos	123
Tabla 114: Constante de rigidez del suelo	124
Tabla 115: Fuerzas y desplazamiento para la dirección z.....	127
Tabla 116: Constantes de rigidez en z para zapata combinada B4-C4 suelo E	129
Tabla 117: Constantes de rigidez de zapatas suelo E.....	135
Tabla 118: Constantes de rigidez de zapatas suelo C	135
Tabla 119: Constantes de rigidez de zapatas suelo A	135
Tabla 120: Desplazamientos suelo E	137
Tabla 121: Desplazamientos suelo C	137
Tabla 122: Desplazamientos suelo A.....	138
Tabla 123: Resumen de desplazamientos	138
Tabla 124: Cálculo de constante de rigidez para cadena 1	141
Tabla 125: Cálculo de constante de rigidez para cadena 2	141
Tabla 126: Constantes de rigidez para cadenas suelo E.....	142
Tabla 127: Constantes de rigidez para cadenas suelo C	142

Tabla 128: Constantes de rigidez para cadenas suelo A	142
Tabla 129: Deformaciones en viga y columna suelo E.....	149
Tabla 130: Esfuerzos en viga y columna suelo E	150
Tabla 131: Deformaciones en viga y columna suelo C.....	150
Tabla 132: Esfuerzos en viga y columna suelo C	150
Tabla 133: Deformaciones en viga y columna suelo A	151
Tabla 134: Esfuerzos en viga y columna suelo A	151
Tabla 135: Rectificación del acero de refuerzo.....	154
Tabla 136: Revisión de la irregularidad torsional en dirección X para los 3 tipos de suelos.....	156
Tabla 137: Revisión de la irregularidad torsional en dirección Y para los 3 tipos de suelos.....	157
Tabla 138: Revisión de la irregularidad torsional en X para los 3 tipos de suelos ..	159
Tabla 139: Revisión de la irregularidad torsional en Y para los 3 tipos de suelos ..	159
Tabla 140: Control de derivas dirección x suelo E con empotramiento	159
Tabla 141: Control de derivas dirección Y suelo E con empotramiento	160
Tabla 142: Control de derivas dirección x suelo C con empotramiento	160
Tabla 143: Control de derivas dirección Y suelo C con empotramiento	160
Tabla 144: Control de derivas dirección x suelo A con empotramiento.....	160
Tabla 145: Control de derivas dirección Y suelo A con empotramiento.....	161
Tabla 146: Control de derivas dirección X suelo E con resortes	161
Tabla 147: Control de derivas dirección Y suelo E con resortes	161
Tabla 148: Control de derivas dirección X suelo C con resortes.....	162
Tabla 149: Control de derivas dirección Y suelo C con resortes.....	162
Tabla 150: Control de derivas dirección X suelo A con resortes.....	162
Tabla 151: Control de derivas dirección Y suelo A con resortes.....	162

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Tipos de zapatas.....	6
Figura 2: Tipos de losas.	7
Figura 3: Tipos de cimentaciones profundas.	7
Figura 4: Idealización del modelo estructural.....	8
Figura 5: Fachada frontal.	12
Figura 6: Planta Tipo N+0,00 - N+17,28.....	12
Figura 7: Zonas sísmicas para propósitos de diseño.	16
Figura 8: Coeficientes para irregularidades en elevación.	22
Figura 9: Coeficientes de irregularidad en planta.	23
Figura 10: Espectro inelástico para suelo A.....	24
Figura 11: Espectro inelástico para suelo C.....	25
Figura 12: Espectro inelástico suelo E.....	25
Figura 13: Selección del tipo de proyecto.....	36
Figura 14: Definición de unidades para dimensiones.	37
Figura 15: Definición de unidades para fuerzas.....	37
Figura 16: Definición de unidades para Otros.	38
Figura 17: Definición de materiales.....	38
Figura 18: Ejes del proyecto.	39
Figura 19: Secciones de pre diseño para vigas en X-X.....	39
Figura 20: Secciones de pre diseño para vigas en Y-Y.....	40
Figura 21: Sección de pre diseño para columnas.	40
Figura 22: Espesor de losa nervada.....	41
Figura 23: Asignación de empotramientos.	41
Figura 24: Asignación de articulaciones.....	42
Figura 25: Modelo estructural.....	42
Figura 26: Asignación de carga muerta en las losas de entrepiso.....	43
Figura 27: Asignación de carga muerta en la losa de techo.....	43
Figura 28: Asignación de carga viva en losas de entre piso.	44
Figura 29: Asignación de carga viva en las gradas.	44
Figura 30: Asignación de carga viva en losa de techo.....	45
Figura 31: Creación del caso espectral.....	45
Figura 32: Espectro para el suelo tipo A.....	46

Figura 33: Espectro para el suelo tipo C.	46
Figura 34: Espectro para el suelo tipo E.	47
Figura 35: Ingreso de excentricidad accidental.....	48
Figura 36: Creación de las combinaciones de carga.	48
Figura 37: Combinaciones de carga de acuerdo a NEC_SE_CG 2015.	49
Figura 38: Configuración 40-10-40 para la losa alivianada.....	50
Figura 39: Vista en planta de 1m ² de losa alivianada.	50
Figura 40: Losa en planta.....	52
Figura 41: Nervio en dirección x con carga muerta.....	53
Figura 42: Diagrama de Corte del nervio en x con carga muerta.	54
Figura 43: Diagrama de momento del nervio en x con carga muerta.	54
Figura 44: Nervio en la dirección y con carga muerta.	54
Figura 45: Diagrama de corte para el nervio en y y carga muerta.	55
Figura 46: Diagrama de momento para el nervio en y y carga muerta.	55
Figura 47: Nervio en dirección x con carga viva.	57
Figura 48: Diagrama de corte para el nervio en x y carga viva.	57
Figura 49: Diagrama de momento para el nervio en x y carga viva.	57
Figura 50: Nervio en dirección y con carga viva.	58
Figura 51: Diagrama de corte para el nervio en y y carga viva.	58
Figura 52: Diagrama de momento para el nervio en y y carga viva.	59
Figura 53: Dimensiones de la losa alivianada.....	61
Figura 54: Diagramas de momento para las vigas.	67
Figura 55: Momentos de la envolvente para la viga más desfavorable en el sentido Y-Y.....	67
Figura 56: Diagrama de corte viga Y-Y.....	73
Figura 57: Momento torsor último.....	76
Figura 58: Recomendaciones para el armado de acero longitudinal.....	77
Figura 59: Recomendaciones para el armado del acero transversal.	77
Figura 60: Armado de viga Y-Y.	78
Figura 61: Asignación del peso de ascensor en Robot.....	79
Figura 62: Asignación del impacto a la estructura.....	80
Figura 63: Armado de viga Y-Y con impacto.....	85
Figura 64: Secciones definitivas de columnas.	86

Figura 65: Columna 80x50 suelo E.....	87
Figura 66: Diagrama de interacción de la columna 80x50 suelo E.....	88
Figura 67: Esquema de las fuerzas actuantes sobre la zapata combinada.....	98
Figura 68: Diagramas de corte y momento para zapata combinada B-3 - C-3 suelo E.	98
Figura 69: Zapatas suelo E.....	102
Figura 70: Zapatas suelo C.....	103
Figura 71: Zapatas suelo A.	104
Figura 72: Fisuración entre zapatas.....	105
Figura 73: Momentos últimos en la base de la columna Suelo E.	106
Figura 74: desplazamientos del pórtico más desfavorable en sentido X.	111
Figura 75: desplazamientos del pórtico más desfavorable en sentido Y.	112
Figura 76: Cortante basal dinámico en Kg suelo E.....	115
Figura 77: Desplazamientos para espectral dirección X suelo E.....	116
Figura 78: Desplazamientos para espectral dirección Y suelo E.....	117
Figura 79: Primer modo de vibración suelo E.	119
Figura 80: Segundo modo de vibración suelo E.	119
Figura 81: Tercer modo de vibración suelo E.....	120
Figura 82: Diagrama de interacción para diferentes cuantías de acero.....	122
Figura 83: Modelo de zapatas para cálculo de rigideces.....	124
Figura 84: Constantes de Rigidez Producidas por la presencia de Fuerzas	125
Figura 85: Constantes de Rigidez Producidas por la presencia de Momentos	125
Figura 86: Constantes de rigidez en z para zapatas combinadas	129
Figura 87: Modelo con resortes suelo E.....	136
Figura 88: Rigidez de las cadenas de amarre	139
Figura 89: Constante de rigidez de cadenas y zapatas	139
Figura 90: Creación de nodos.	143
Figura 91: Configuración de unidades.	144
Figura 92: Definición de las características del acero.....	144
Figura 93: Definición de las características del hormigón.....	145
Figura 94: Creación de secciones.....	145
Figura 95: Definición de elementos.	146
Figura 96: Conectividad entre elementos.....	146

Figura 97: Asignación de apoyos.....	147
Figura 98: Asignación de cargas.....	147
Figura 99: Modelo en SeismoStruct con empotramiento.....	148
Figura 100: Creación de resortes.....	148
Figura 101: Definición del tipo de evaluación en SeismoStruct suelo E.....	149
Figura 102: Colocación de fuerzas sísmicas estáticas.....	152
Figura 103: Modelo con empotramiento y carga sísmica estática.	152
Figura 104: Creación de resortes.....	153
Figura 105: Modelo con resortes y carga sísmica estática.....	153
Figura 106: Desplazamientos para Carga estática en dirección X suelo E.....	155
Figura 107: Desplazamientos para Carga estática en dirección Y suelo E.....	156
Figura 108: Desplazamientos para Carga estática en dirección X suelo E.....	157
Figura 109: Desplazamientos para Carga estática en dirección Y suelo E.....	158

CAPÍTULO 1.- GENERALIDADES

1.1 Introducción

Los modelos matemáticos que se utilizan comúnmente para realizar el diseño de las superestructuras utilizan un empotramiento perfecto en la base de la edificación para simular la fundación; esto origina el problema de no tomar en cuenta al sistema superestructura – infraestructura como uno solo, lo cual podría generar esfuerzos adicionales que no han sido considerados en el diseño de las cimentaciones y, dependiendo de la calidad del suelo, esto podría traducirse en daños permanentes a la edificación. Es por esta razón que se han desarrollado modelos donde su objetivo principal es realizar un análisis estructural considerando la rigidez del suelo de fundación; a esto se lo conoce como interacción suelo – estructura.

El desarrollo de la interacción suelo – estructura estática se realizará sin tomar en cuenta el comportamiento del suelo en lo que respecta a un análisis dinámico, sin embargo se utilizará el método modal espectral para el diseño de elementos estructurales mas no para el cálculo de rigideces, por ende, las constantes de rigidez del sistema solo serán válidas desde el punto de vista estático; siendo así, no es posible utilizar estas constantes para un análisis modal espectral, por lo que se usará el método estático equivalente para evaluar el sismo estático que en la mayoría de los casos genera fuerzas laterales más altas que el análisis modal espectral, y así tener coherencia entre las rigideces estáticas y el método alternativo de sismo estático equivalente. Además, el cálculo de la interacción suelo estructura de forma dinámica, requiere una base sólida de dinámica estructural para introducir la aceleración del sismo en el cálculo de las rigideces, lo que implica realizar análisis no lineal o incluso de comportamiento histerético del apoyo, que no son tema de un estudio a nivel de pregrado, por lo que, la interacción estática resulta ser una opción aproximada al tema planteado en esta investigación a nivel de pregrado, con el fin de obtener una primera aproximación de cómo la estructura, la infraestructura y el suelo, trabajan de manera combinada (Zeevaer, 1980)

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Desarrollar un modelo estructural considerando la interacción sísmica del suelo y la estructura para 3 diferentes tipos de suelos (A, C y E) y compararlo con un modelo

estructural con empotramiento perfecto para definir el comportamiento de los elementos estructurales.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Diseñar y analizar las estructuras bajo cargas gravitacionales, de impacto y accidentales (sismo) considerando un sistema de base rígida aplicando la norma NEC 15 y ACI 318-14.
- Determinar las rigideces de las cimentaciones con el fin de transformar el apoyo empotrado en resortes equivalentes.
- Analizar las estructuras bajo cargas gravitacionales, de impacto y accidentales (sismo) considerando la interacción del suelo y la estructura estática aplicando las normas mencionadas anteriormente.
- Verificar y comparar los esfuerzos en elementos estructurales utilizando el empotramiento fijo y utilizando la interacción suelo estructura.

1.3 Antecedentes

Los modelos estructurales planteados a través de los años han considerado que la cimentación forma un empotramiento perfecto; esta hipótesis no se refleja en la realidad puesto que, frente a sollicitaciones gravitacionales, accidentales (sismo) o de impacto las cimentaciones presentan posibles asentamientos y levantamientos diferenciales, generando esfuerzos adicionales a los elementos estructurales. En el caso de existir levantamiento de la cimentación se considerará la rigidez del pedestal y la rigidez de la zapata despreciando el aporte del suelo.

1.4 Justificación

Este trabajo tiene como finalidad analizar el modelo estructural de una edificación regular sometida a cargas gravitacionales, accidentales (sismo) y de impacto, con el objetivo de estimar las rigideces de los apoyos y simular la estructura con resortes equivalentes en sustitución de apoyos empotrados. Los modelos matemáticos tradicionales, consideran que la superestructura se encuentra empotrada en la base de la edificación, restringiendo los grados de libertad traslacionales y rotacionales, para luego transmitir las reacciones del empotramiento en forma de acciones hacia la infraestructura y poder dimensionar las cimentaciones; sin embargo, existe el vacío entre la interfaz superestructura e infraestructura, que puede generar diferencias en

desplazamientos de la estructura, traducidos en esfuerzos adicionales a los elementos estructurales.

Para este trabajo se ha planteado realizar el análisis de la interacción estática suelo – estructura para 3 diferentes tipos de suelos (A, C y E) con la finalidad de conocer cómo varía el comportamiento de los elementos estructurales dependiendo de la calidad del suelo. Puesto que la estructura que se va a analizar es regular, el método de interacción suelo estructura estática es válido para el proyecto.

1.5 Alcance

Esta investigación está dirigida a la comunidad de Ingenieros Civiles y carreras afines puesto que al desarrollar modelos estructurales que sean semejantes con la realidad (sin empotramiento perfecto), se pueden obtener diseños estructurales más seguros ya que la flexibilidad del suelo de fundación influye en el comportamiento estructural de las edificaciones.

1.6 Metodología

El proyecto constará de las siguientes fases:

- Primera fase:

Se realizará un Pre-diseño los elementos estructurales para después realizar un análisis y un diseño en hojas de cálculo lo cual será verificado con el software Autodesk Robot Structural (Licencia Estudiantil) con tres tipos de suelos diferentes, lo que genera 3 modelos matemáticos. Este diseño se adaptará conforme a las normas (NEC_SE_CG, 2015), (NEC_SE_HM, 2015), (NEC_SE_DS, 2015) y (ACI 318, 2014) en lo que respecta a cargas gravitacionales, accidentales (sismo), de impacto. Para la evaluación sísmica se utilizará el método estático equivalente y modal espectral y se diseñarán los elementos por grupos y por sollicitaciones generales de cada grupo.

- Segunda fase:

En la segunda fase se diseñarán fundaciones aisladas o combinadas dependiendo de la carga admisible del suelo, y se calcularán los asentamientos de cada grupo como lo indica la norma (NEC_SE_CM, 2015). Asimismo, se utilizará el concepto de rigidez para el cálculo de los desplazamientos laterales

en el pedestal y la rotación en el mismo tomando en cuenta el efecto del suelo y de las vigas de arriostramiento o cadenas.

- Tercera fase:

En la tercera fase se sustituirán los empotramientos por las rigideces obtenidas por resortes rotacionales y traslacionales equivalentes en cada modelo estructural y calibrar las rigideces en base a los asentamientos y rigideces obtenidas en la fase 2, utilizando la teoría de resortes en serie y paralelo, y comparar resultados de diseño de vigas y columnas en base a cargas gravitacionales y cargas estáticas equivalentes, ya que no se toma en cuenta la interacción dinámica.

- Cuarta fase:

En la cuarta fase se verificará el comportamiento de una viga y una columna para un pórtico en 2D, utilizando el programa Seismo Struct (Licencia Académica Profesor: Nelson López), para el cual se generarán 2 modelos, uno empotrado en la base y otro con elementos de tipo Link que simulan resortes en la base. En dichos modelos se introducirá el diseño y rigideces obtenido las fases anteriores de manera de verificar el comportamiento del acero de refuerzo y de algunas secciones de hormigón en la zona del núcleo y la zona de recubrimiento.

CAPÍTULO 2.- MARCO TEÓRICO.

2.1 Estructuras regulares

De acuerdo a la normativa (NEC_SE_DS, 2015, pág. 48), una estructura es regular cuando:

- La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles.
- La dimensión del muro (en caso de tener) permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional.
- El centro de rigidez coincide con el centro de masas.

2.2 Estructuras irregulares

De acuerdo a (NEC_SE_DS, 2015, pág. 49) la estructura se considera irregular (no recomendada) cuando:

- Existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.
- Existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.
- La resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada). La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas.
- Las plantas presentan entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.
- La máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.
- El sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.

2.3 Tipo de cimentaciones

De acuerdo a (Graux, 1975) las cimentaciones se pueden dividir de acuerdo al mecanismo de transmisión de las cargas de la cimentación al terreno en:

- Cimentaciones Superficiales
- Cimentaciones Profundas

2.3.1 Cimentaciones Superficiales

Las cimentaciones superficiales son usadas cuando el suelo tiene características buenas como una adecuada resistencia. Estas pueden ser:

- Zapatas: Las zapatas son colocadas cuando el suelo de cimentación, a cotas poco profundas, posee la resistencia necesaria para soportar las cargas transmitidas por la superestructura. Este tipo de cimentación resulta ser de las más usadas ya que su ejecución en obra no posee mayor complejidad. (Cuota Yanez, Guaita Fernández, & López Villar, 2003). Los tipos de zapatas existentes se muestran en la Figura 1.

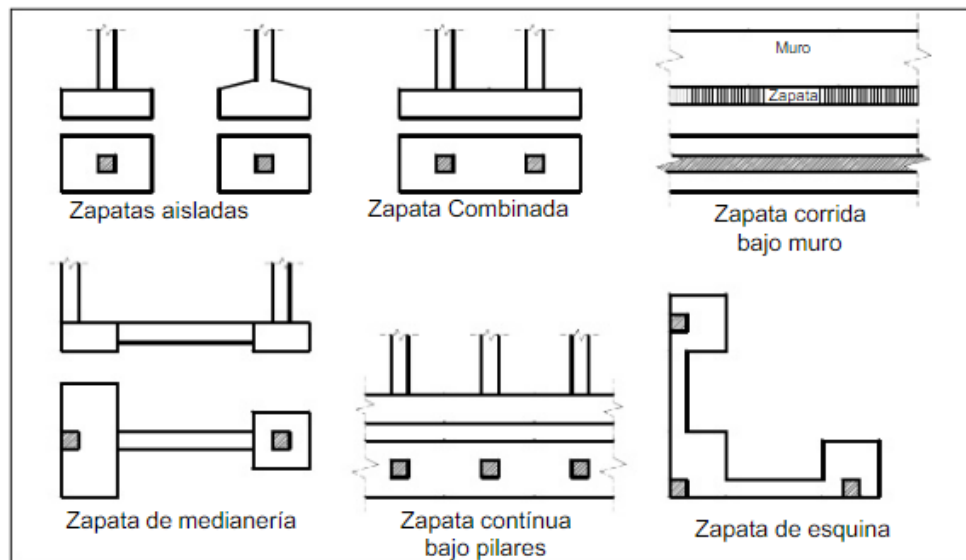


Figura 1: Tipos de zapatas.

Fuente: (Cuota Yanez, Guaita Fernández, & López Villar, 2003)

- Losas: Las losas de cimentación son utilizadas cuando las cargas que transmite la superestructura son elevadas, cuando el suelo es de baja calidad o cuando la cota de cimentación se encuentra debajo del nivel freático, por lo tanto, la superficie que requiere la cimentación es mayor al 50 % de la superficie en planta que ocupa la estructura. Este tipo de cimentación resulta la solución más adecuada desde el punto de vista económico ya que requiere menor cantidad de encofrados, excavaciones menos dificultosas y mayor facilidad de ejecución. (Cuota Yanez, Guaita Fernández, & López Villar, 2003). Los tipos de losas existentes se indican en la Figura 2.

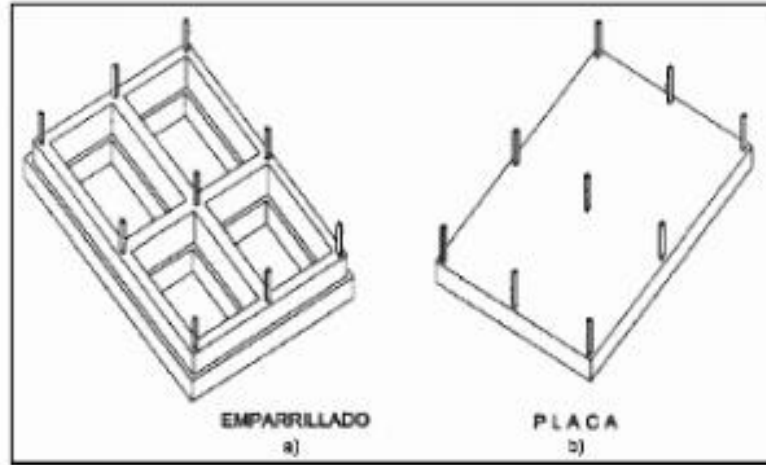


Figura 2: Tipos de losas.

Fuente: (Cuota Yanez, Guaita Fernández, & López Villar, 2003)

2.3.2 Cimentaciones profundas

Las cimentaciones profundas se colocan cuando la resistencia requerida del suelo de cimentación se encuentra a cotas profundas. Estas son construidas empleando pilotes los cuales deben llegar al suelo que posee las características adecuadas para cimentar la estructura. En este caso, colocar zapatas o losas resultaría costoso ya que las excavaciones tendrían un grado de dificultad considerable. (Cuota Yanez, Guaita Fernández, & López Villar, 2003). Los pilotes ocupados en estos casos se indican en la Figura 3.

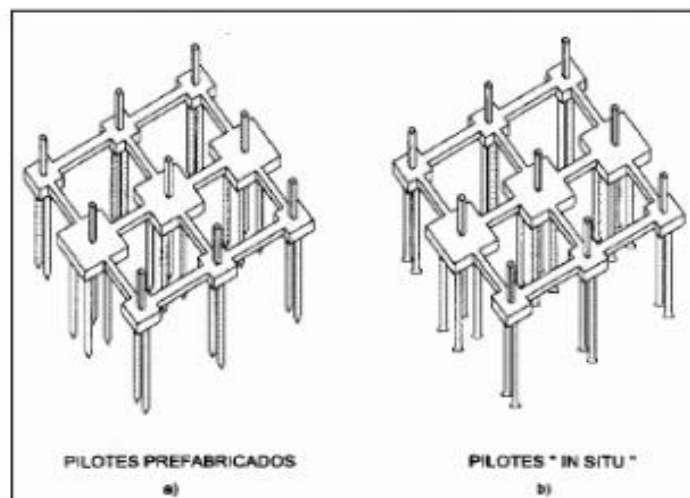


Figura 3: Tipos de cimentaciones profundas.

Fuente: (Cuota Yanez, Guaita Fernández, & López Villar, 2003)

2.4 Compresibilidad del suelo

Es la propiedad del suelo para reducir su volumen bajo la acción de una carga externa impuesta sobre él. Los asentamientos de las cimentaciones dependen completamente de la compresibilidad del suelo.

Para determinar esta característica se puede calcular las rigideces del suelo y de la fundación considerándolos como resortes ya que al conjugar las constantes de los resortes y sus coordenadas se origina un modelo matemático exacto de la compresibilidad del suelo resultando relativamente fácil analizar la interacción suelo – estructura. (Ellestein Russek, 2011)

2.5 Idealización del modelo

El proceso de idealización del modelo consiste en sustituir el suelo de fundación por resortes que simulan el comportamiento del mismo a través de la constante de rigidez k . Para ello se divide el terreno en porciones iguales al ancho de las zapatas; de esta manera se idealiza el modelo superestructura - infraestructura como un elemento sobre varios apoyos elásticos como se indica en la Figura 4. (Freire Tellado, 2000)

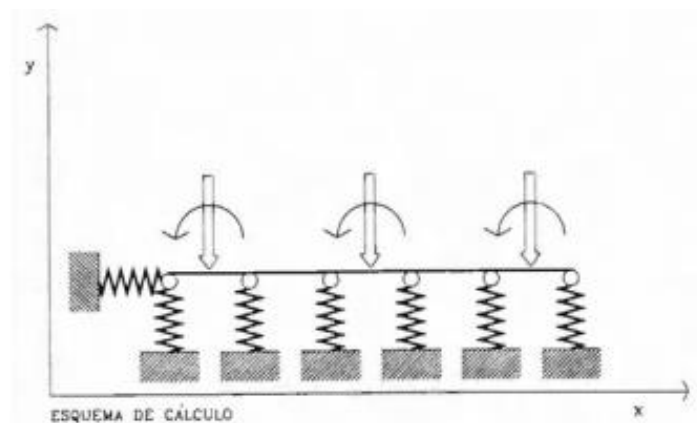


Figura 4: Idealización del modelo estructural.

Fuente: (Freire Tellado, 2000)

2.6 Formulación Matricial

La matriz de rigidez representa el comportamiento resistente de las barras que forman la estructura; para determinar dicha matriz es necesario conocer la rigidez axial de la barra y su rigidez a flexión. (Freire Tellado, 2000).

2.6.1 Ley de Hooke

De acuerdo a (W.Tasai & Miravete, 1988) la ley de Hooke expresa que existe una relación lineal entre la tensión y la deformación que sufre elemento, por lo tanto, la fuerza y momento ejercido sobre los resortes se calcula con la Ecuación 1 y Ecuación 2.

$$F = K * dx \quad \text{Ecuación 1}$$

$$M = K * \theta \quad \text{Ecuación 2}$$

Dónde:

- F: Fuerza ejercida sobre el resorte
- K: constante de rigidez del resorte. Se calcula con la Ecuación 3 y Ecuación 4

$$K(F) = \frac{A * E}{L} \quad \text{Ecuación 3}$$

$$K(M) = \frac{E * I}{L} \quad \text{Ecuación 4}$$

- A: sección sobre la que se ejerce la fuerza
- E: Módulo de elasticidad
- L: Longitud
- X: desplazamiento ocurrido después de ejercer una fuerza F
- I: inercia de la sección

De la Ecuación 1 se despeja la constante de rigidez, obteniendo la Ecuación 5.

$$K = \frac{F}{x} \quad \text{Ecuación 5}$$

De la Ecuación 2 se despeja la constante de rigidez, obteniendo la Ecuación 6.

$$K = \frac{M}{\theta} \quad \text{Ecuación 6}$$

La matriz de rigidez para un elemento bidimensional se indica en la Ecuación 7

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 7}$$

2.7 Interacción Suelo – Estructura

La interacción suelo – estructura es un campo nuevo en la ingeniería civil el cual ha sido planteado con la intención de considerar al sistema superestructura – subestructura como un solo elemento ya que ninguna edificación en la realidad trabaja de forma independiente; es por este motivo que en la actualidad se ha buscado desarrollar modelos que consideren este efecto ya que al diseñar de forma independiente la cimentación y la superestructura se están despreciando algunos efectos adicionales originados en la base de la estructura los cuales podrían ocasionar daños permanentes a la misma. (Galicia Guarniz, W & León Vasquez, J, 2007). El modelo de interacción suelo - estructura puede ser abordado desde el punto de vista estático o dinámico.

2.7.1 Interacción Estática Suelo – Estructura

Este modelo matemático consiste principalmente en tomar en cuenta la rigidez de la estructura para determinar los asentamientos o desplazamientos del suelo de fundación. Para desarrollar este modelo es importante establecer compatibilidad de desplazamientos y deformaciones entre la superestructura e infraestructura. (Hernandez Velazco, 2013)

En muchos casos la interacción estática suelo – estructura tiene poca influencia en el comportamiento de los elementos de la superestructura e infraestructura; sin embargo, también existen casos donde su efecto es considerable por lo que es de gran importancia evaluar cada caso individualmente. (Jurado Cabañes, 2012)

2.7.2 Interacción Dinámica Suelo – Estructura

Para poder estimar el efecto de la interacción suelo – estructura dinámica es necesario idealizar un modelo matemático donde se considere el comportamiento del suelo al estar sometido a cargas accidentales, en este caso fuerzas horizontales de origen sísmico. El efecto que tenga esta interacción superestructura – infraestructura depende directamente de las características del suelo de fundación. (Mejía Bermejo, 2017)

El uso de modelos dinámicos de interacción suelo estructura muestran que la flexibilidad de la base de fundación influye directamente en la determinación de los parámetros de cálculo en edificaciones con zapata aislada, donde la flexibilidad de la base de fundación, permite el incremento del periodo de vibración y desplazamiento, disminución de fuerzas axiales máximas, fuerzas cortantes, momentos flectores y torsores. (Villareal Castro, 2009).

CAPÍTULO 3.- ANALISIS Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO

3.1 Generalidades del proyecto

La planta arquitectónica corresponde a un edificio de viviendas de 6 niveles. Para el presente proyecto se analizará la implantación en suelos tipo A, C y E con la finalidad de determinar la influencia de la interacción suelo – estructura en cada tipo de suelo. La fachada frontal y la vista en planta de la edificación se muestran en la Figura 5 y Figura 6 respectivamente.

La estructura tiene las siguientes características:

- 4 pórticos en dirección X
- 4 pórticos en dirección Y
- La luz máxima en dirección X es de 4m.
- La luz máxima en dirección Y es de 4,70m.
- La altura de entrepiso es de 2,88m.
- Cuenta con un ascensor

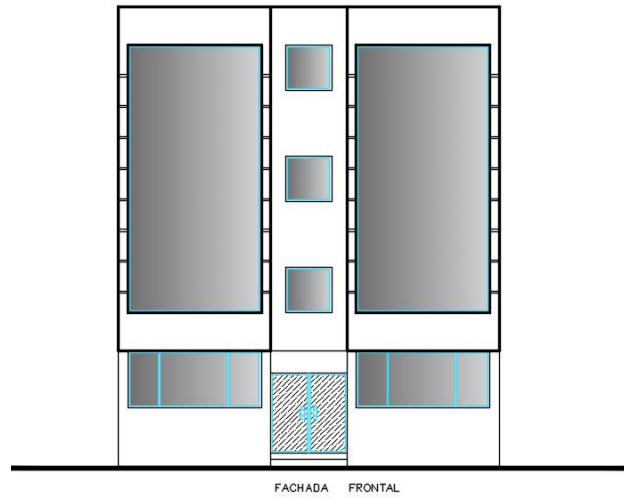


Figura 5: Fachada frontal.

Fuente: Autores

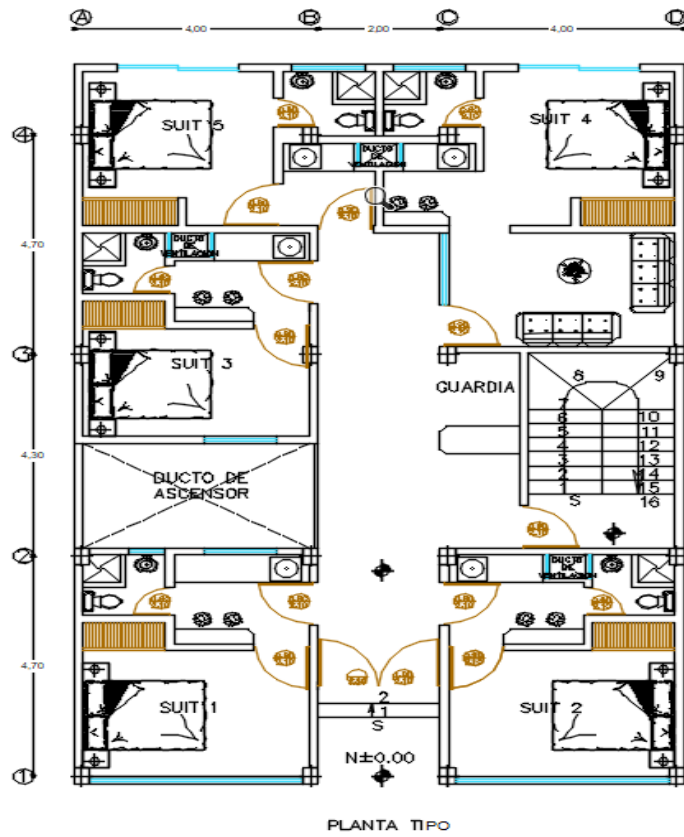


Figura 6: Planta Tipo N+0,00 - N+17,28.

Fuente: Autores

3.2 Descripción del sistema estructural adoptado

De acuerdo a la Tabla 1, el sistema estructural adoptado será un pórtico especial sismo resistente que es “una estructura formada por columnas y vigas descolgadas del sistema de piso, que resiste cargas verticales y horizontales, en la cual tanto el pórtico como la conexión viga-columna son capaces de resistir tales fuerzas y está especialmente diseñado y detallado para presentar un comportamiento estructural dúctil” (NEC_SE_DS, 2015, pág. 11)

Tabla 1: Clasificación de edificios de hormigón armado

Sistema estructural	Elementos que resisten sismo	Ubicación de rótulas plásticas	Objetivo del detallamiento
Pórtico especial	Columnas y vigas descolgadas	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte pero débil en flexión.
Pórticos con vigas banda	Columnas y vigas banda	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte y punzonamiento pero débil en flexión.
Muros estructurales	Columnas y muros estructurales	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle).	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte.
Muros estructurales acoplados	Columnas, muros estructurales y vigas de acople	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle). Extremos vigas de acople.	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte. Viga de acople fuerte en corte, débil en flexión.

Fuente: (NEC_SE_HM, 2015)

Todos los elementos estructurales serán diseñados en hormigón $f'c=240 \text{ Kg/cm}^2$ y acero de refuerzo grado 60 psi, $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$.

3.3 Análisis de Carga

El análisis de carga consiste en cuantificar la carga muerta de los elementos estructurales, las cargas vivas y las cargas accidentales (sismo) de acuerdo a (NEC_SE_DS, 2015) y (NEC_SE_CG, 2015).

3.3.1 Cargas vivas

La carga viva depende del uso de la estructura y, de acuerdo a la Tabla 2, se determina que para las losas de entre piso la carga viva será de 200 kg/m² ya que se trata de un edificio de viviendas, mientras que para la terraza será de 100 kg/m² puesto que será una terraza inaccesible.

Tabla 2: Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Cubiertas		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70	
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4.80	
Cubiertas destinadas para propósitos especiales		
Toldos y carpas	i	i
Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera	0.24 (no reduc.)	
Todas las demás	1.00	
Elementos principales expuestos a áreas de trabajo		8.90
Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres de reparación vehicular		1.40
Todos los otros usos		1.40
Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores		
Residencias		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares		
Habitaciones	2.00	
Salones de uso público y sus corredores	4.80	

Fuente: (NEC_SE_CG, 2015)

3.3.2 Carga muerta o carga permanente

Corresponde al peso propio de los elementos estructurales como vigas, columnas, losas, paredes, instalaciones eléctricas y sanitarias, acabados, etc. Esta carga representa un valor que permanece constante a lo largo de la vida útil de la estructura.

Para cuantificar este peso se considerará el peso del aliviamiento, mampostería, enlucidos, pisos. Se excluye el peso de vigas y columnas ya que el programa lo calcula automáticamente y lo añade a dicho valor.

$$W \text{ aliviamiento} = 8 * 12 = 96 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W \text{ mampostería} = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W \text{ enlucido} = 1 * 1 * 0,04 * 2200 = 88 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W \text{ piso} = 1 * 1 * 0,02 * 2200 = 44 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\mathbf{W \text{ total} = 430 \text{ kg/m}^2}$$

Las gradas también poseen un peso propio el cual será cuantificado como se indica en la Tabla 3.

Tabla 3: Peso muerto actuante sobre las gradas

h grada	0,18	m
b grada	0,3	m
l grada	1,24	m
# gradas	7	
Peso	563,19883	Kg
Área	2,88	m ²
Peso	195,55515	Kg/m ²

Fuente: Autores

3.3.3 Cargas accidentales o de sismo

Se define como cargas actuantes sobre una estructura cuando se presenta un evento sísmico; estas cargas se cuantifican de acuerdo a la zona sísmica donde se ubique el proyecto y dependen del tipo de estructura.

3.3.4 Análisis modal espectral

Para este análisis es necesario definir el espectro elástico de respuesta el cual depende de los siguiente parámetros de acuerdo a la normativa (NEC_SE_DS, 2015):

- Factor de zona sísmica
- Tipo de suelo
- Coeficientes de amplificación del suelo (Fa, Fd, Fs)

3.3.4.1 Zonificación sísmica y factor de zona Z

El proyecto estará ubicado en Quito y de acuerdo a la Figura 7, se encuentra en la zona sísmica V.

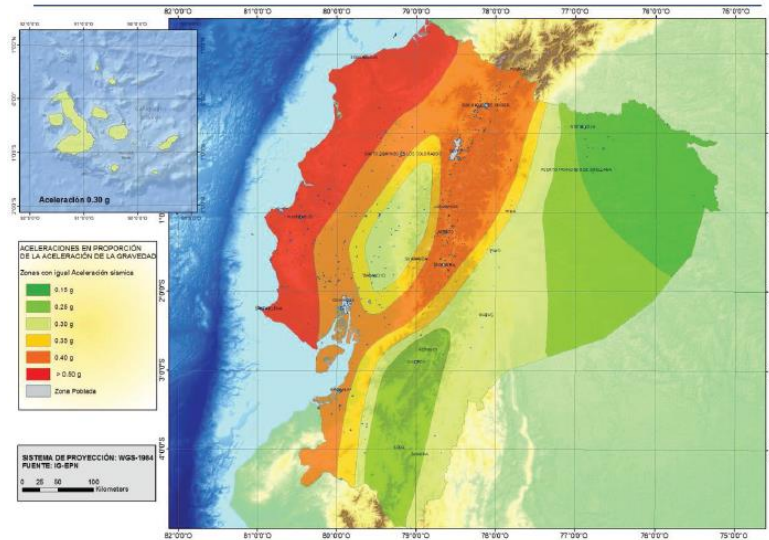


Figura 7: Zonas sísmicas para propósitos de diseño.

Fuente: (NEC_SE_DS, 2015)

Tabla 4: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (NEC_SE_DS, 2015)

De acuerdo a la Tabla 4, el factor Z para este proyecto será de 0.4g con peligrosidad sísmica alta.

3.3.4.2 Tipos de perfiles de suelo

Para este proyecto se ha considerado 3 tipos de suelos con la finalidad de identificar la influencia que tiene la interacción suelo – estructura dependiendo del tipo de suelo.

El criterio para la selección de los tipos de suelos fue considerar el suelo más resistente, un suelo con baja resistencia y un intermedio.

Las características generales de los suelos adoptados se presentan en la Tabla 5:

Tabla 5: Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w $\geq 40\%$ S _u < 50 kPa

Fuente: (NEC_SE_DS, 2015)

3.3.4.3 Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto (Fa)

Tabla 6: Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.

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

Fuente: (NEC_SE_DS, 2015)

De acuerdo a la Tabla 6, los valores adoptados para el coeficiente Fa serán:

- Suelo A: 0.9
- Suelo C: 1.2
- Suelo E: 1.0

3.3.4.4 Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

Tabla 7: Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

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

Fuente: (NEC_SE_DS, 2015)

De acuerdo a la Tabla 7, los valores adoptados para el coeficiente Fd serán:

- Suelo A: 0.9
- Suelo C: 1.11
- Suelo E: 1.6

3.3.4.5 Comportamiento no lineal de los suelos

Tabla 8: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs

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

Fuente: (NEC_SE_DS, 2015)

De acuerdo a la Tabla 8 los valores adoptados para el coeficiente Fs serán:

- Suelo A: 0.75
- Suelo C: 1.11

- Suelo E: 1.9

3.3.4.6 Coeficiente de importancia de la estructura I

“El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.” (NEC_SE_DS, 2015, pág. 39)

Tabla 9: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: (NEC_SE_DS, 2015)

Como se observa en la Tabla 9, este proyecto se encuentra en la categoría Otras estructuras, por lo tanto, el coeficiente I es igual a 1.0

3.3.4.7 Periodo fundamental de vibración de la estructura T

El periodo de vibración será calculado con la Ecuación 8.

$$T=Ct \cdot h_n^\alpha \quad \text{Ecuación 8}$$

Dónde:

- Ct y α : coeficientes que dependen del tipo de estructura.
- H_n : Altura total de la edificación.

Tabla 10: Coeficientes C_t y α para cada tipo de estructura

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: (NEC_SE_DS, 2015)

El tipo de estructura corresponde a una sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras por lo que, de la Tabla 10 se obtiene que $C_t=0,055$ y $\alpha=0,9$.

En la Tabla 11 se indica el cálculo del periodo fundamental de la estructura:

Tabla 11: Cálculo del periodo fundamental de la estructura

Altura máxima de la edificación	hn	17,28	m
Coeficiente del tipo de estructura	C_t	0,055	
	alfa	0,90	
Periodo de vibración de la estructura	T	0,715	s

Fuente: Autores

3.3.4.8 Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones puede ser calculado con Ecuación 9 y Ecuación 10, obtenidas de (NEC_SE_DS, 2015)

$$S_a = n Z F a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c \quad \text{Ecuación 9}$$

$$S_a = n Z F a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T > T_c \quad \text{Ecuación 10}$$

Donde:

n: Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1s$) y el valor de la aceleración sísmica máxima en el terreno para el periodo de retorno seleccionado.

- $n= 1.80$; Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
- $n=2.48$; Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $n=2.60$; Provincias del Oriente

r: Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

- $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
- $r = 1.5$ para tipo de suelo E

T: Periodo fundamental de vibración de la estructura

To: Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. Se calcula con la Ecuación 11:

$$T_o = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 11}$$

Tc: Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. Se calcula con la Ecuación 12:

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 12}$$

A continuación, en la Tabla 12 se presenta un cuadro de resumen con los resultados para el espectro de respuesta y cada tipo de suelo.

Tabla 12: Cálculo del espectro de respuesta elástico

Tipo de suelo		A	C	E
Factor de zona	z	0,40	0,40	0,40
Relación de amplificación espectral	n	2,48	2,48	2,48
Factor de ubicación geográfica	r	1,00	1	1,50
Periodo fundamental de vibración de la estructura	T	0,715	0,715	0,715
Coficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto	Fa	0,90	1,20	1,00
Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd	0,90	1,11	1,60
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs	0,75	1,11	1,90
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	Tc	0,41	0,56	1,67
Período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos	Tl	2,16	2,66	3,84
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	To	0,08	0,10	0,30
Espectro de respuesta elástico	Sa	0,52	0,94	0,99

Fuente: Autores

3.3.4.9 Espectro de respuesta inelástico

3.3.4.9.1 Coeficiente de irregularidad en elevación

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{EI}=1$

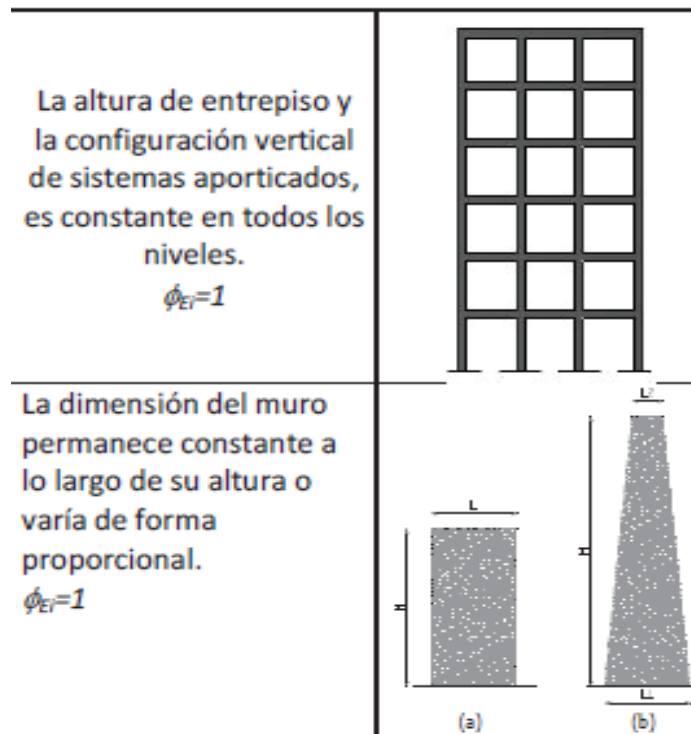


Figura 8: Coeficientes para irregularidades en elevación.

Fuente: (NEC_SE_DS, 2015)

Como se indica en la Figura 8, el coeficiente de irregularidades en elevación es 1 ya que la altura de entre piso se mantiene constante en toda la edificación.

3.3.4.9.2 Coeficiente de irregularidades en planta

De acuerdo a la Figura 9, el coeficiente de irregularidades en planta para esta estructura es de 0,9.

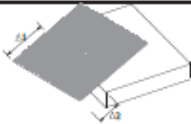
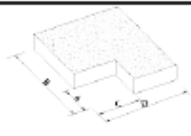
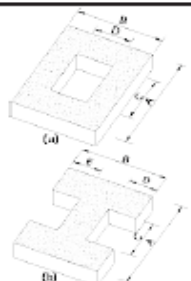
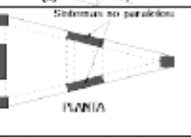
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_n=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_n=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_n=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[Cx D + CxE] > 0.5Ax B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_n=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Figura 9: Coeficientes de irregularidad en planta.

Fuente: (NEC_SE_DS, 2015)

3.3.4.9.3 Factor de reducción de resistencia sísmica R

Tabla 13: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: (NEC_SE_DS, 2015)

El coeficiente R será de 8 como se indica en la Tabla 13, ya que se trata de un pórtico especial sismo resistente de hormigón armado con vigas descolgadas.

En la Tabla 14, se indican los valores de T vs A (espectro inelástico) para cada tipo de suelo para ingresar al programa *Robot Structural Analysis*.

Tabla 14: Espectro inelástico para cada tipo de suelo

Suelo A		Suelo C		Suelo E	
T (seg)	A (m/s ²)	T (seg)	A (m/s ²)	T (seg)	A (m/s ²)
0,0000	0,1240	0,0000	0,1653	0,0000	0,1378
0,2540	0,1240	0,2540	0,1653	0,2540	0,1378
0,4130	0,1238	0,4130	0,1653	0,4130	0,1378
0,4240	0,1206	0,5650	0,1652	1,6730	0,1377
0,4650	0,1100	0,6050	0,1543	1,7170	0,1324
0,5200	0,0984	0,7170	0,1302	1,8290	0,1204
0,6250	0,0818	0,8100	0,1153	1,9330	0,1108
0,8050	0,0635	1,0000	0,0934	2,1460	0,0948
0,9160	0,0558	1,1230	0,0831	2,2380	0,0890
1,0000	0,0512	1,2270	0,0761	2,3350	0,0835
1,2100	0,0423	1,4220	0,0657	2,5640	0,0726
1,3000	0,0393	1,5210	0,0614	2,6480	0,0691

Fuente: Autores

Los espectros obtenidos para el suelo A, C y E se indican en la Figura 10, Figura 11 y Figura 12 respectivamente.

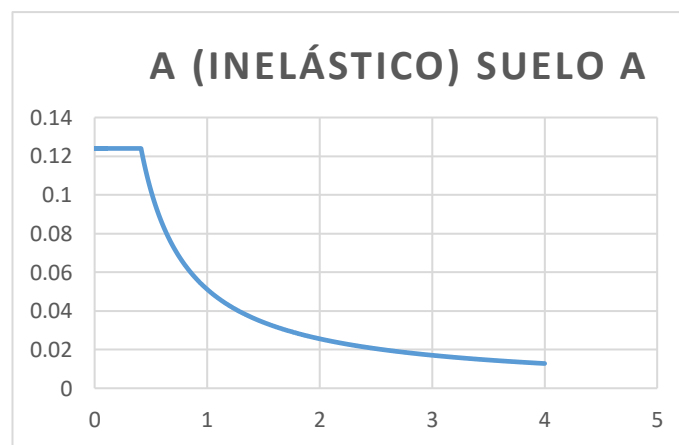


Figura 10: Espectro inelástico para suelo A.

Fuente: Autores

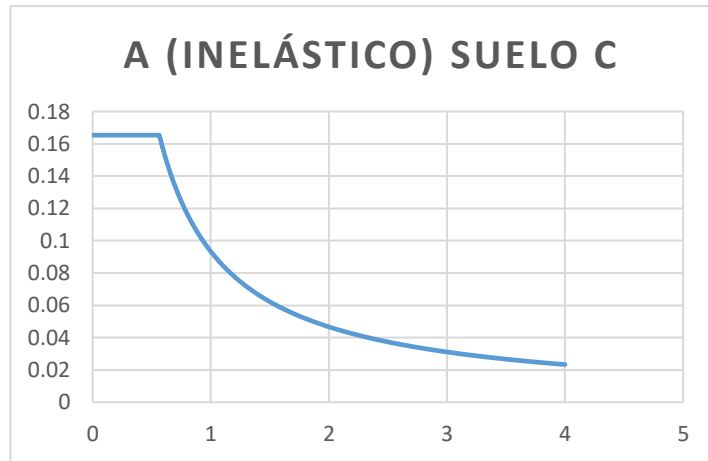


Figura 11: Espectro inelástico para suelo C.

Fuente: Autores

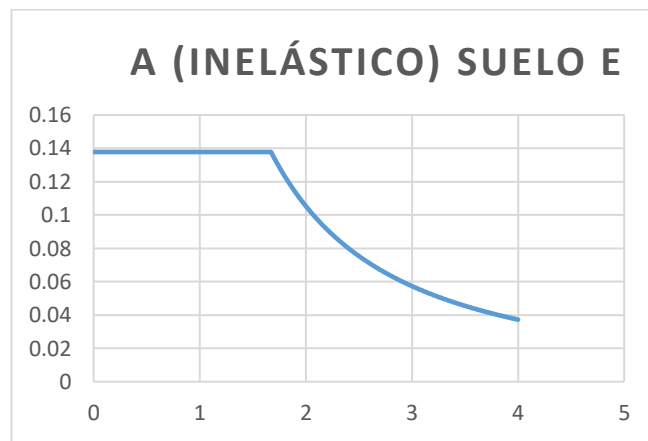


Figura 12: Espectro inelástico suelo E.

Fuente: Autores

3.3.4.10 Cortante Basal

El cortante basal de diseño es la “fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño.” (NEC_SE_DS, 2015, pág. 9) y se calcula con la Ecuación 13:

$$V = \frac{I * S_a * T_a}{R * \phi_p * \phi_E} * W \tag{Ecuación 13}$$

Dónde

- $S_a(T_a)$: Espectro de diseño en aceleración
- ϕ_P : Coeficientes de configuración en planta
- ϕ_E : Coeficientes de configuración en elevación

- I: Coeficiente de importancia
- R: Factor de reducción de resistencia sísmica
- V: Cortante basal total de diseño
- W: Carga sísmica reactiva

Para el presente proyecto se han obtenido los resultados mostrados en la Tabla 15:

Tabla 15: Cortante Basal de diseño

Tipo de suelo		A	C	E
Espectro de respuesta elástico	Sa	0,52	0,94	0,99
Factor de importancia	I	1,00	1,00	1,00
Factor de irregularidades en planta	Φp	0,90	0,90	0,90
Factor de irregularidades en elevación	ΦE	1,00	1,00	1,00
Factor de reducción de resistencia sísmica	R	8,00	8,00	8,00
% Cortante Basal	% V	7,16	13,06	13,78

Fuente: Autores

3.3.4.10.1 Distribución del cortante basal por pisos

De acuerdo a (NEC_SE_DS, 2015) el diagrama de distribución del cortante basal por pisos debe asemejarse a un triángulo; para determinar sus valores se ocupará la Ecuación 14:

$$V = \sum_{i=1}^n Fi ; V_x = \sum_{i=x}^n Fi ; Fx = \frac{W_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n wi * h_i^k} * V \quad \text{Ecuación 14}$$

Dónde:

- Vx: Cortante total en el piso x de la estructura
- Fi: Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura
- Fx: Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura
- N: Número de pisos de la estructura
- Wx: Peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W
- Wi: Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W

En la Tabla 16, Tabla 17, Tabla 18 y Tabla 19 se indican los resultados obtenidos en la distribución de la fuerza sísmica para los 3 tipos de suelos analizados,

Tabla 16: Datos para la distribución del cortante basal por pisos

Tipo de suelo		A	C	E
Peso total de la estructura (Ton)	W	1722,42	1722,42	1722,42
Cortante basal total de diseño (Ton)	V	123,26	225,00	237,31
Coefficiente relacionado con el período de vibración de la estructura	k	1,1074	1,1074	1,1074

Fuente: Autores

Tabla 17: Distribución de la fuerza sísmica por pisos suelo E

Nivel	h	hi	Wi	wi* hi^k	Fi= wi*hi^k/ Σwi*hi^k *V	Si
	m	m	T	T*m	T	T
N+17,28	2,88	17,28	287,07	6736,12	70,77	70,77
N+14,40	2,88	14,40	287,07	5504,61	57,83	128,60
N+11,52	2,88	11,52	287,07	4299,43	45,17	173,77
N+8,64	2,88	8,64	287,07	3126,49	32,85	206,62
N+5,76	2,88	5,76	287,07	1995,53	20,96	227,58
N+2,88	2,88	2,88	287,07	926,20	9,73	237,31
N+0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
SUMA			1722,42	22588,37		

Fuente: Autores

Tabla 18: Distribución de la fuerza sísmica por pisos suelo C

Nivel	h	hi	Wi	wi*hi^k	Fi= wi*hi^k/ Σwi*hi^k *V	Si
	m	m	T	T*m	T	T
N+17,28	2,88	17,28	287,07	6736,12	67,10	67,10
N+14,40	2,88	14,40	287,07	5504,61	54,83	121,93
N+11,52	2,88	11,52	287,07	4299,43	42,83	164,75
N+8,64	2,88	8,64	287,07	3126,49	31,14	195,89
N+5,76	2,88	5,76	287,07	1995,53	19,88	215,77
N+2,88	2,88	2,88	287,07	926,20	9,23	225,00
N+0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
SUMA			1722,4158	22588,37		

Fuente: Autores

Tabla 19: Distribución de la fuerza sísmica por pisos suelo A

Nivel	h	hi	Wi	wi*hi ^k	Fi= wi*hi ^k / Σwi*hi ^k *V	Si
	m	m	T	T*m	T	T
N+17,28	2,88	17,28	287,07	6736,12	36,76	36,76
N+14,40	2,88	14,40	287,07	5504,61	30,04	66,80
N+11,52	2,88	11,52	287,07	4299,43	23,46	90,26
N+8,64	2,88	8,64	287,07	3126,49	17,06	107,32
N+5,76	2,88	5,76	287,07	1995,53	10,89	118,21
N+2,88	2,88	2,88	287,07	926,20	5,05	123,26
N+0.00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
SUMA			1722,4158	22588,37		

Fuente: Autores

3.3.4.10.2 Distribución del cortante basal por ejes.

Se realizará la distribución del cortante basal por ejes ya que posteriormente se modelará un solo pórtico en el software *Seismo Struct* para lo cual es necesario conocer el cortante basal actuante en dicho pórtico, además de que no es posible utilizar la interacción estática con análisis modal espectral ya que no se considera el movimiento de la base por acciones sísmicas en este trabajo de investigación. El diseño de la estructura se realizó con el método modal espectral debido a la importancia de aportar un diseño correcto de la estructura, y no con el método estático equivalente que no permite observar las diferentes formas modales de una estructura.

De acuerdo a lo establecido por (Aguiar , 2008) este método de distribución de fuerzas sísmicas es adecuado cuando se trata de pre diseño de estructuras, sin embargo, este procedimiento será utilizado únicamente para modelar un pórtico en *SeismoStruct* por lo que esta aproximación resulta ser la más apropiada. El objetivo de la investigación se basa en una interacción estática, por lo que no es correcto utilizar la modelación dinámica con los resortes equivalentes por calculados con modelos estáticos.

Cabe recalcar que estos los cálculos se realizaron considerando el 5% de torsión accidental. El ingreso de dicho valor se indica posteriormente en la modelación de la estructura en el programa de modelación matemática utilizado en el presente trabajo de investigación.

En la sección 3.3.4.10.1 se determinó la fuerza sísmica total que actúa en cada nivel de la estructura; con estos datos se procede a determinar el porcentaje del cortante

basal que recibe cada eje y en cada nivel para lo cual se utilizará el método estático equivalente el mismo que ocupa la Ecuación 15:

$$F = \frac{12 * E * I}{L^3} * dx \quad \text{Ecuación 15}$$

Dónde:

- E: módulo de elasticidad obtenido con la Ecuación 16:

$$E = 15000 * \sqrt{f'c} \left(\frac{Kg}{cm^2} \right) \quad \text{Ecuación 16}$$

- I: inercia de la sección de columnas calculada con la Ecuación 17:

$$I = \frac{b * h^3}{12} \quad (m^4) \quad \text{Ecuación 17}$$

- L: longitud de la columna
- dx: desplazamiento de la columna

Para el ejemplo de cálculo se ha tomado el pórtico ubicado en el eje 4:

La inercia de la sección es:

$$I = \frac{0,50 * 0,8^3}{12} = 0,0213 \text{ m}^4$$

Los desplazamientos de las columnas en este pórtico fueron obtenidos del programa y se muestran en la Tabla 20:

Tabla 20: Desplazamientos del pórtico eje 4 suelo E

Desplazamientos (mm)				
Columna	80*50	80*50	80*50	80*50
Piso	Eje A	Eje B	Eje C	Eje D
6	2,219	2,145	2,149	2,235
5	3,235	3,101	3,11	3,274
4	4,153	3,965	3,978	4,218
3	4,776	4,551	4,57	4,865
2	4,698	4,46	4,484	4,807
1	2,626	2,505	2,522	2,715

Fuente: Autores

La fuerza para la columna ubicada en el eje A piso 1 es:

$$F = \frac{12 * 2323790,008 * 0,0213}{2,88^3} * \frac{2,626}{1000} = 65,40 T$$

Las fuerzas obtenidas para este pórtico se indican en la Tabla 21:

Tabla 21: Fuerzas obtenidas para el pórtico en el eje 4 suelo E

Fuerza (T)				
Piso	Eje A	Eje B	Eje C	Eje D
6	55,26	53,42	53,52	55,66
5	80,56	77,23	77,45	81,53
4	103,42	98,74	99,07	105,04
3	118,94	113,34	113,81	121,16
2	117,00	111,07	111,67	119,71
1	65,40	62,38	62,81	67,61

Fuente: Autores

De la Tabla 21 se puede observar que el peso del ascensor, sala de máquinas y tapa gradas colocadas en la estructura origina que no exista un incremento ascendente en las fuerzas obtenidas. Las fuerzas parciales por nivel no presentaran una progresión lineal, pero si las fuerzas acumuladas.

Estas fuerzas deben ser calculadas para todos los pórticos en la estructura dando como resultado la fuerza total en el piso como se indica en la Tabla 22:

Tabla 22: Fuerza total actuante por ejes y pisos suelo E

Piso	EJES									Suma
	1	2	3	4	Suma	A	B	C	D	
6	121,91	116,16	116,64	123,58	478,29	233,77	155,24	155,21	57,29	601,50
5	176,43	157,91	166,55	179,56	680,46	371,46	247,00	247,13	91,43	957,02
4	225,54	218,69	161,87	230,78	836,88	569,44	333,40	333,48	123,34	1359,66
3	259,08	241,45	293,01	266,01	1059,55	516,82	396,21	396,21	146,47	1455,72
2	256,93	238,77	240,55	264,93	1001,17	626,87	407,82	407,47	151,24	1593,41
1	148,49	138,95	140,02	154,99	582,44	377,39	252,74	251,62	92,20	973,94

Fuente: Autores

El porcentaje de participación de la fuerza sísmica en cada eje se calculará de la siguiente forma:

$$\% \text{ repartición} = \frac{148,49}{582,44} * 100 = 25,49\%$$

Los resultados obtenidos para el % de repartición de la fuerza sísmica se indican en la Tabla 23:

Tabla 23: % de repartición de la fuerza sísmica por ejes suelo E

Piso	EJES									
	1	2	3	4	Suma	A	B	C	D	Suma
6	25,49%	24,29%	24,39%	25,84%	100,00%	38,86%	25,81%	25,80%	9,52%	100%
5	25,93%	23,21%	24,48%	26,39%	100,00%	38,81%	25,81%	25,82%	9,55%	100%
4	26,95%	26,13%	19,34%	27,58%	100,00%	41,88%	24,52%	24,53%	9,07%	100%
3	24,45%	22,79%	27,65%	25,11%	100,00%	35,50%	27,22%	27,22%	10,06%	100%
2	25,66%	23,85%	24,03%	26,46%	100,00%	39,34%	25,59%	25,57%	9,49%	100%
1	25,49%	23,86%	24,04%	26,61%	100,00%	38,75%	25,95%	25,84%	9,47%	100%

Fuente: Autores

Multiplicando cada % de repartición por el cortante basal estático para cada piso obtenido de la Tabla 17 se tiene la fuerza sísmica actuante en cada eje. Los resultados se muestran en la Tabla 24

Tabla 24: Distribución de la fuerza sísmica por ejes suelo E

Piso	EJES									
	1	2	3	4	Suma	A	B	C	D	Suma
6	18,04	17,19	17,26	18,29	70,77	27,50	18,26	18,26	6,74	70,77
5	33,34	29,84	31,48	33,94	128,60	49,92	33,19	33,21	12,29	128,60
4	46,83	45,41	33,61	47,92	173,77	72,78	42,61	42,62	15,76	173,77
3	50,52	47,08	57,14	51,87	206,62	73,36	56,24	56,24	20,79	206,62
2	58,40	54,27	54,68	60,22	227,58	89,53	58,25	58,20	21,60	227,58
1	60,50	56,61	57,05	63,15	237,31	91,95	61,58	61,31	22,46	237,31

Fuente: Autores

A continuación, se indican las fuerzas obtenidas en esta distribución para los suelos C y A en la Tabla 25 y Tabla 26:

Tabla 25: Distribución de la fuerza sísmica por ejes suelo C

Piso	EJES									
	1	2	3	4	Suma	A	B	C	D	Suma
6	17,10	16,29	16,35	17,35	67,10	26,10	17,33	17,32	6,34	67,10
5	31,26	29,36	29,49	31,82	121,93	47,38	31,48	31,50	11,57	121,93
4	42,29	39,47	39,69	43,30	164,75	64,06	42,53	42,54	15,62	164,75
3	50,31	46,81	47,11	51,66	195,89	76,14	50,60	50,60	18,56	195,89
2	55,44	51,40	51,77	57,15	215,77	84,03	55,67	55,63	20,44	215,77
1	57,46	53,60	54,03	59,92	225,00	87,20	58,36	58,12	21,32	225,00

Fuente: Autores

Tabla 26: Distribución de la fuerza sísmica por ejes suelo A

Piso	EJES									
	1	2	3	4	Suma	A	B	C	D	Suma
6	9,37	8,92	8,96	9,50	36,76	14,30	9,49	9,49	3,48	36,76
5	17,13	16,08	16,15	17,44	66,80	25,95	17,25	17,26	6,34	66,80
4	23,17	21,62	21,74	23,72	90,26	35,06	23,36	23,30	8,54	90,26
3	27,57	25,64	25,80	28,31	107,32	41,75	27,65	27,73	10,18	107,32
2	30,37	28,16	28,37	31,31	118,21	46,03	30,50	30,48	11,20	118,21
1	31,48	29,37	29,61	32,80	123,26	47,77	31,98	31,84	11,68	123,26

Fuente: Autores

3.4 Combinaciones de carga para diseño por última resistencia

Los elementos estructurales deben ser diseñados para que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo a las combinaciones presentadas en la Tabla 27.

Tabla 27: Combinaciones de carga para diseño por última resistencia.

Combinación 1	1.4D
Combinación 2	1.2D+1.6L+0.5 máx [Lr; S; R]
Combinación 3	1.2D+1.6 máx [Lr; S; R]+máx[L; 0.5W]
Combinación 4	1.2D+1.0W+L+0.5 máx [Lr; S; R]
Combinación 5	1.2D+1.0E+L+0.2S
Combinación 6	0.9D+1.0W
Combinación 7	0.9D+1.0E

Fuente: (NEC_SE_CG, 2015)

Donde:

- D: Carga permanente
- E: Carga de sismo
- L: Sobrecarga (carga viva)
- Lr: Sobrecarga cubierta (carga viva)
- S: Carga de granizo
- W: Carga de viento

3.5 Pre diseño de los elementos estructurales

Para el pre dimensionamiento de los elementos estructurales se tomará en cuenta las consideraciones presentadas en (NEC_SE_HM, 2015) y (ACI 318, 2014)

3.5.1 Pre diseño de losas

Para determinar el espesor mínimo de la losa la ACI 318-14 propone las siguientes expresiones mostradas en la Tabla 28:

Tabla 28: Espesores mínimos para losas en 2 direcciones

Espesor mínimo, h, mm		
$0.2 < \alpha fm \leq 2.0$	Mayor de	$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha fm - 0.2)}$
		125
$\alpha fm > 2.0$	Mayor de	$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$
		90

Fuente: (ACI 318, 2014)

Se conoce que para losa apoyada sobre vigas $\alpha fm > 2$, por lo tanto, se utilizará la fórmula que se muestra en la Ecuación 18:

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \quad \text{Ecuación 18}$$

Dónde:

- Ln: luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas en mm.
- Fy: fluencia del acero en MPA

- B: relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa

Datos:

ln:	4700	Mm
fy:	420	Mpa
l(p. largo)	4,7	m
l(p.corto)	4	m

$$\beta = \frac{4,7}{4} = 1,175$$

$$h = \frac{4700 * \left(0,8 + \frac{420}{1400}\right)}{36 + 9 * 1,175} = 111,0038 \text{ mm}$$

$$h = 11 \text{ cm}$$

Para el espesor de la carpeta de compresión se utilizará la Ecuación 19:

$$e = \frac{L1}{12} \quad \text{Ecuación 19}$$

Dónde:

- L1: longitud entre nervios

$$e = \frac{50}{12} = 4,167 \text{ cm}$$

$$e = 5 \text{ cm}$$

El espesor total de la losa estará dado por la suma del espesor mínimo h más el espesor de la carpeta de compresión.

$$h_{\text{total}} = 11 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 16 \text{ cm}$$

Generalmente los espesores de losa se encuentran en múltiplos de 5 entonces se aproximará el valor obtenido teniendo así que el espesor total es:

$$h_{\text{total}} = 20 \text{ cm}$$

3.5.2 Pre diseño de vigas

Para hacer un pre dimensionamiento de las vigas se tomará en cuenta las siguientes recomendaciones presentadas en la normativa (NEC_SE_HM, 2015) y (ACI 318, 2014):

- La luz libre sea mayor que cuatro veces la altura útil de la sección transversal
- El ancho mínimo b sea 250 mm
- El peralte mínimo cumpla con los requisitos de ACI 318 sección 9.5(“control de las deflexiones”) que se muestran en la Tabla 29

Tabla 29: Peralte mínimo de viga

CONDICIÓN DE APOYO	ALTURA MÍNIMA, H
Simplemente apoyada	L/16
Con un extremo continuo	L/18.5
Ambos extremos continuos	L/21
En voladizo	L/8

Fuente: (ACI 318, 2014)

Por lo tanto, se obtendrán las siguientes dimensiones mostradas en la Tabla 30:

Tabla 30: Secciones de vigas obtenidas del pre diseño

Dirección	L desfavorable	b min (NEC 15)	h (NEC 15)	b pre diseño	h pre diseño
	(m)	(m)	$h=L/4$	(m)	(m)
X-X	4	0,25	1	0,25	0,35
Y-Y	4,7	0,25	1,175	0,25	0,50

Fuente: Autores

Estas secciones mostradas se modelan en el programa Robot Structural Analysis.

3.5.3 Pre diseño de columnas

Para definir las secciones de columnas se tomarán en cuentas las recomendaciones presentadas en (NEC_SE_HM, 2015):

- “La razón entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión en la dirección ortogonal sea mayor que 0.40 ó en su defecto, que su altura libre sea mayor que cuatro veces la dimensión mayor de la sección transversal del elemento.” (NEC_SE_HM, 2015, pág. 50)
- “La dimensión más pequeña de la sección transversal, medida sobre una línea recta que pasa por su centroide geométrico, no sea menor que 300mm.” (NEC_SE_HM, 2015, pág. 50)

En la Tabla 31 se muestra las secciones de columnas obtenidas en el pre diseño:

Tabla 31: Secciones de columnas obtenidas del pre diseño

B min (NEC 15)	H asumido	Área	B/H > 0,4	Condición
cm	cm	cm ²		
30	30	900	1	Cumple

Fuente: Autores

Por lo tanto, para modelar la estructura se utilizarán todas las columnas de 30x30 cm

3.6 Modelación de la estructura en el programa Autodesk Robot Structural Analysis Professional

3.6.1 Descripción del software

Autodesk Robot Structural Analysis Professional es un programa de amplio uso en la actualidad para el análisis y diseño estructural que permite modelar y realizar cálculos estáticos y dinámicos a través del método de elementos finitos.

Su componente más utilizado es el módulo para el dimensionamiento de los elementos estructurales como vigas y columnas el cual permite la obtención del acero de refuerzo y con ello la verificación de resistencias de dichos elementos. (Villaroel Bejarano, 2016)

Autodesk Robot Structural Analysis Professional es una herramienta versátil y rápida la cual opera con modelos de información BIM y es capaz de modelar y calcular estructuras simples o complejas.

A continuación, se indica el procedimiento resumido para crear el modelo estructural en el software *Robot Structural Analysis*.

3.6.2 Creación del modelo en el programa

El primer paso para la creación del modelo estructural es definir el tipo de proyecto, en este caso se ocupará el módulo *Building design* como se indica en la Figura 13.

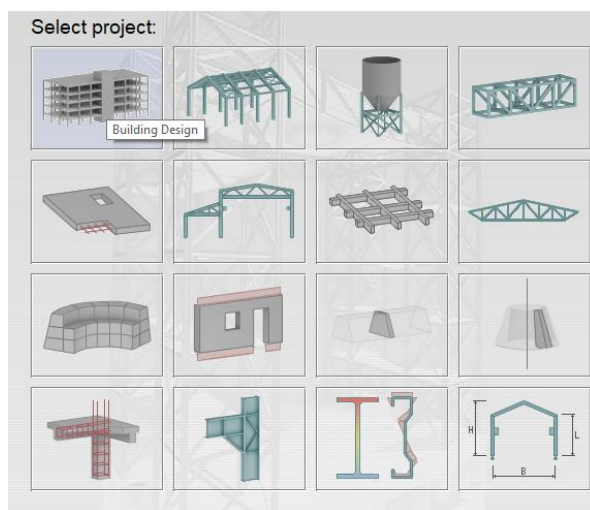


Figura 13: Selección del tipo de proyecto.

Fuente: Autores

3.6.3 Configuración de unidades

En la ventana *Job Preferences* se definen las unidades para dimensiones, fuerzas y otros como se muestra en la Figura 14, Figura 15 y Figura 16

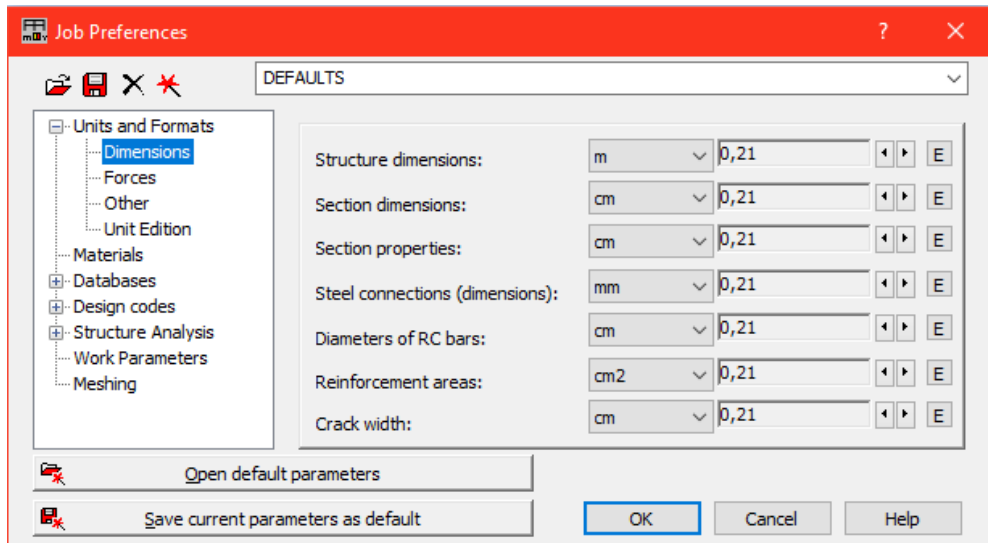


Figura 14: Definición de unidades para dimensiones.

Fuente: Autores

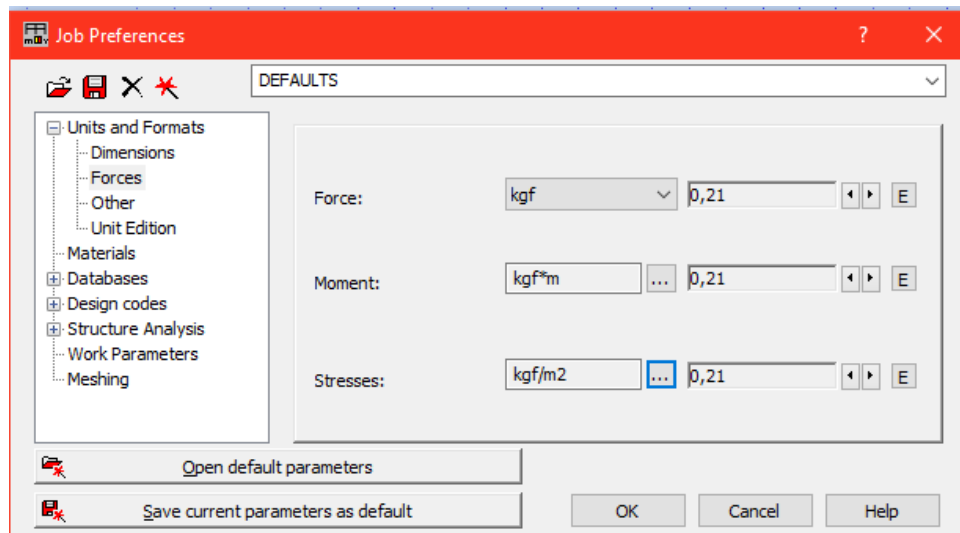


Figura 15: Definición de unidades para fuerzas.

Fuente: Autores

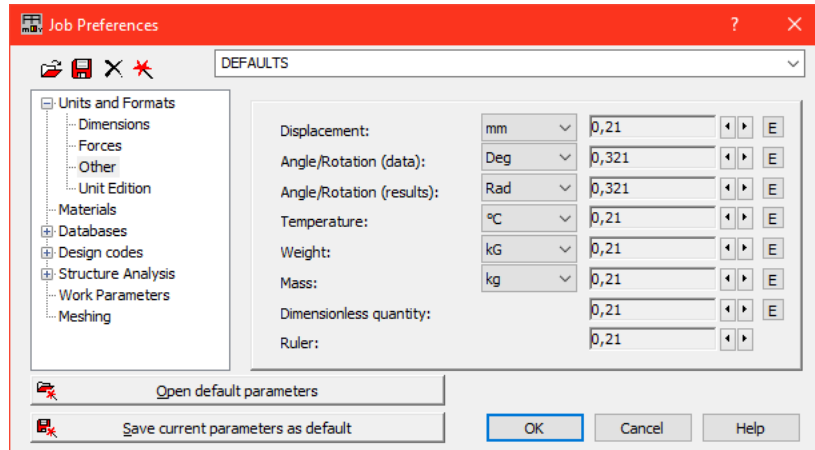


Figura 16: Definición de unidades para Otros.

Fuente: Autores

3.6.4 Definición de materiales

Los materiales a utilizar serán los siguientes:

- Hormigón de $f^c=240 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo grado 60 psi $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$

Estos serán ingresados en la ventana *Material Definition* como se muestra en la Figura 17:

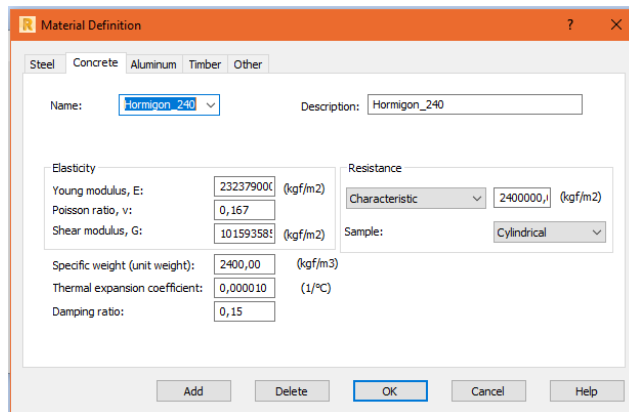


Figura 17: Definición de materiales.

Fuente: Autores

3.6.5 Definición de ejes

Observando la planta arquitectónica del proyecto se define que existen 4 ejes en el sentido X y 4 ejes en el sentido Y como se indica en la Figura 18

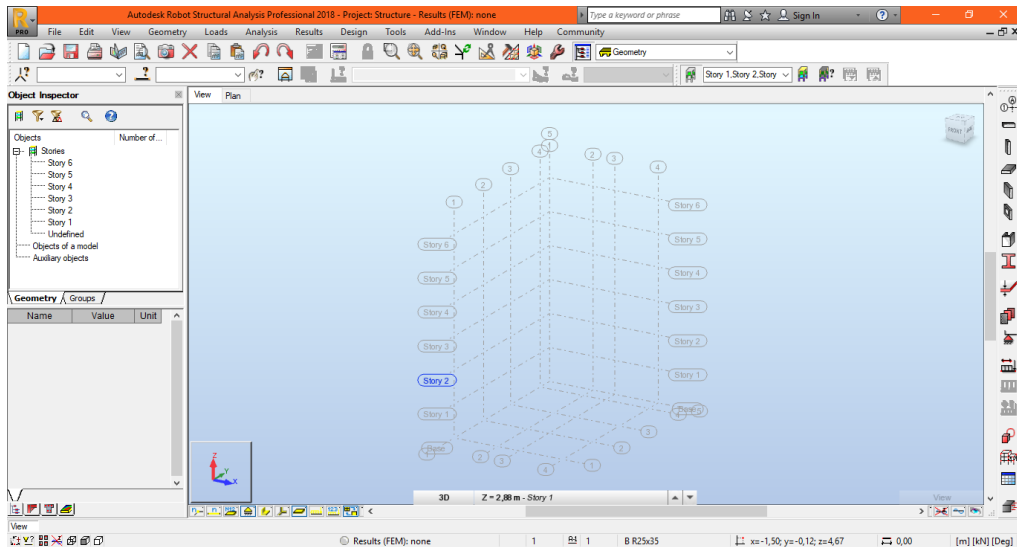


Figura 18: Ejes del proyecto.

Fuente: Autores

3.6.6 Creación de secciones de vigas

Como se definió en el pre diseño, las vigas en sentido X-X tendrán dimensiones de 25x35 cm y en sentido Y-Y serán de 25x50 cm

Estos valores serán ingresados en la ventana *New Section* considerando *Section Type: RC Beam* como se muestra en la Figura 19 y Figura 20

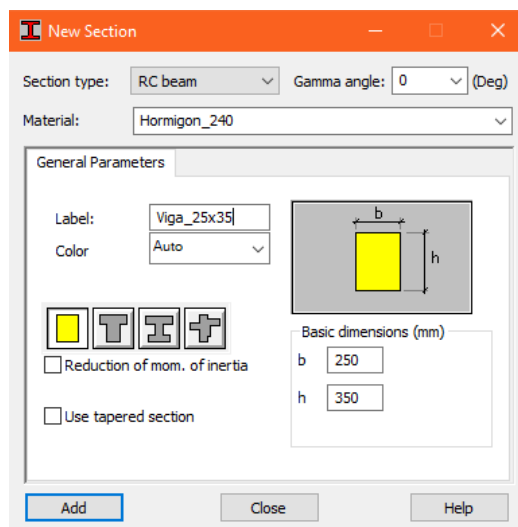


Figura 19: Secciones de pre diseño para vigas en X-X.

Fuente: Autores

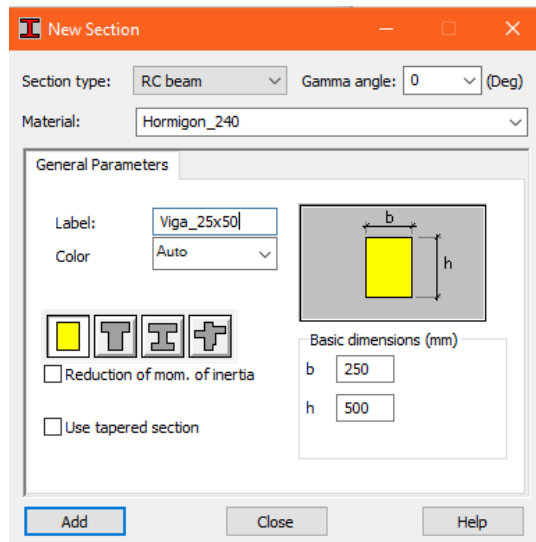


Figura 20: Secciones de pre diseño para vigas en Y-Y.

Fuente: Autores

3.6.7 Creación de secciones de columnas

Las columnas tendrán secciones de 30x30cm y serán ingresadas en la ventana *New Section* considerando *Section Type: RC column* como se indica en la Figura 21.

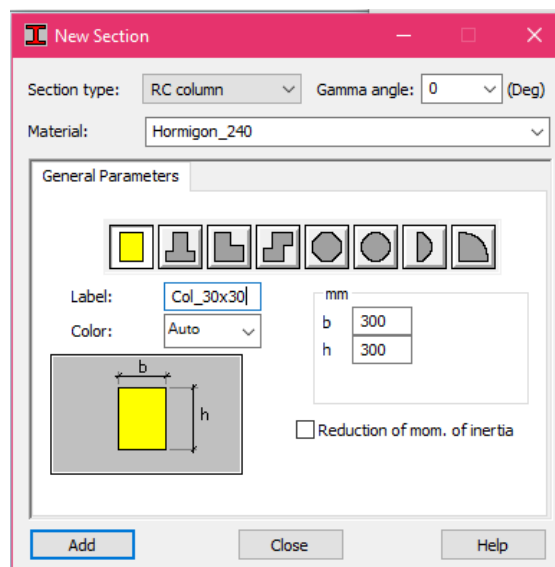


Figura 21: Sección de pre diseño para columnas.

Fuente: Autores

3.6.8 Creación de losa nervada

En la Figura 22 se indica el ingreso de la losa. El espesor de la losa nervada de acuerdo al pre diseño es de 20 cm con una modulación 10-40-10

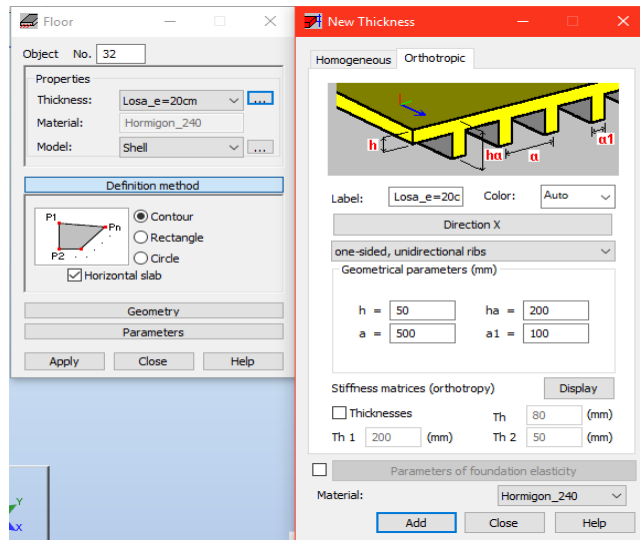


Figura 22: Espesor de losa nervada.

Fuente: Autores

3.6.9 Asignación de apoyos

Para las columnas se asignarán apoyos empotrados (Figura 23) y para las escaleras será un apoyo tipo articulado (Figura 24).

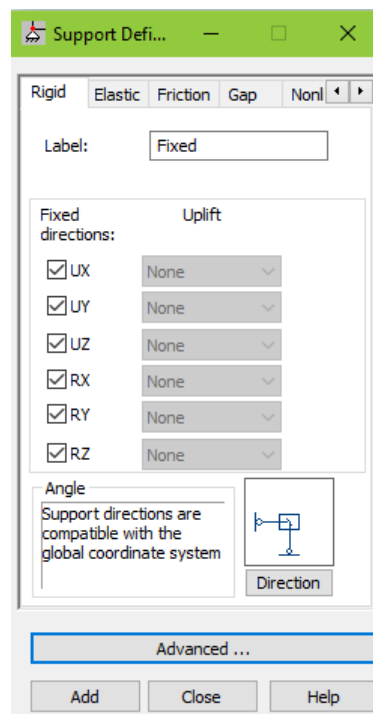


Figura 23: Asignación de empotramientos.

Fuente: Autores

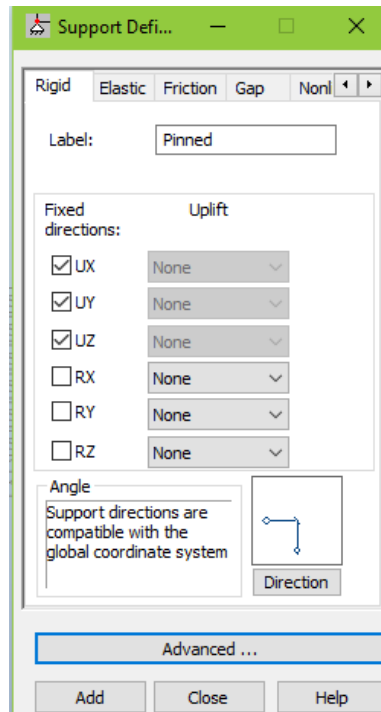


Figura 24: Asignación de articulaciones.

Fuente: Autores

3.6.10 Generación del modelo

En la Figura 25 se muestra el modelo estructural creado en el programa.

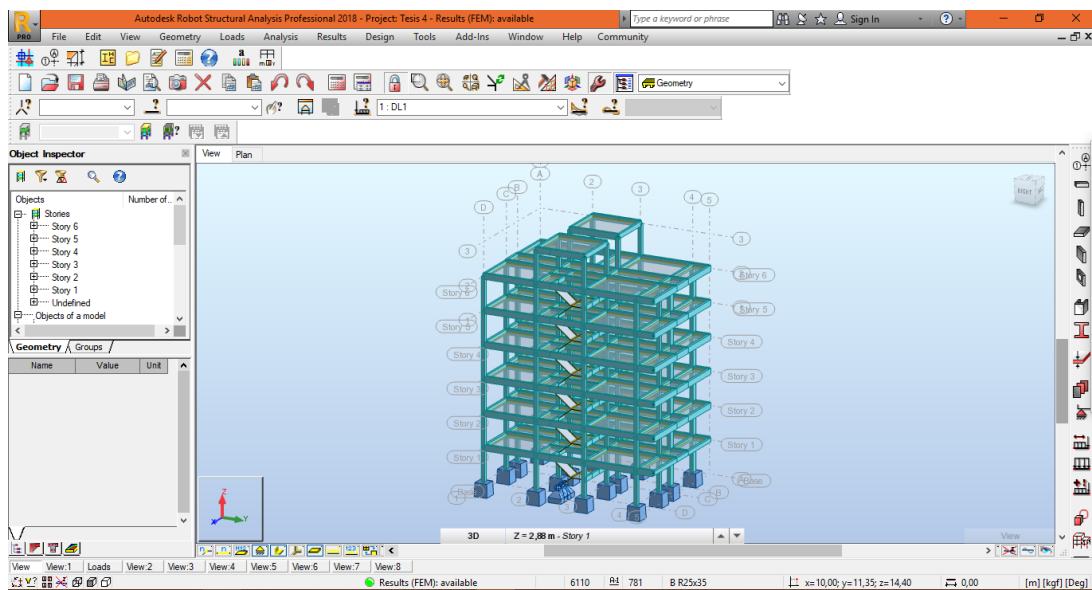


Figura 25: Modelo estructural.

Fuente: Autores

3.6.11 Asignación de cargas

3.6.11.1 Carga muerta

El valor asignado para la carga muerta es de 430 Kg/m^2 para losas y escaleras es de 195.56 Kg/m^2 como se indica en la Figura 26

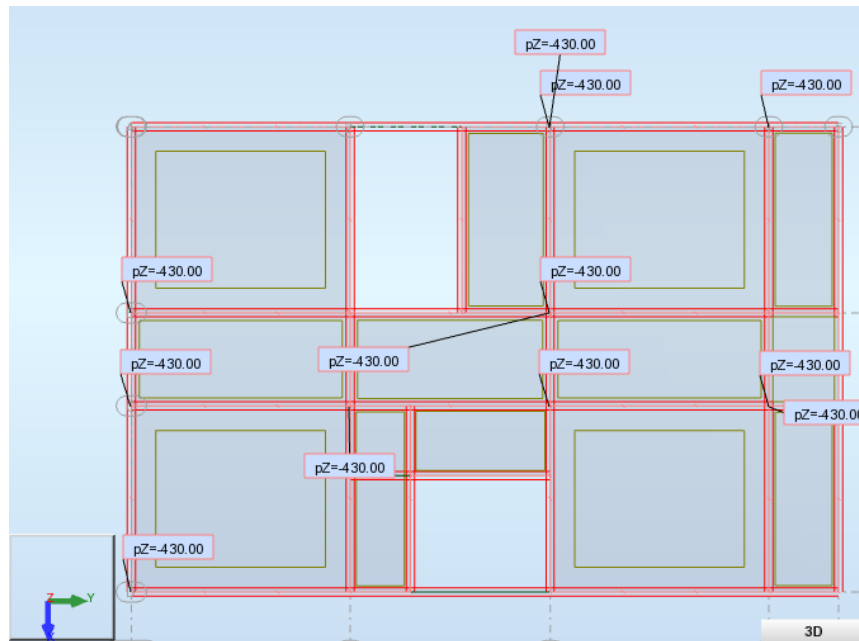


Figura 26: Asignación de carga muerta en las losas de entrepiso.

Fuente: Autores

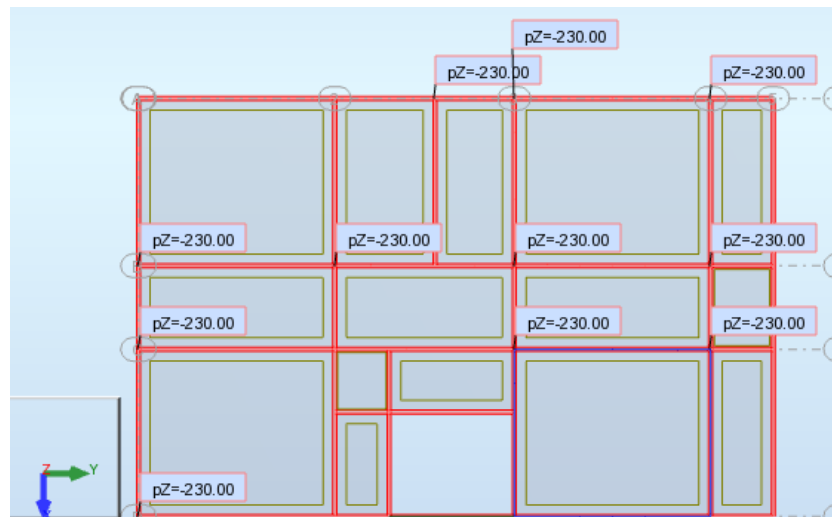


Figura 27: Asignación de carga muerta en la losa de techo

Fuente: Autores

3.6.11.2 Carga Viva

La carga viva estará definida de la siguiente manera:

- Losas de entrepiso: 200Kg/m²
- Gradadas: 480 Kg/m²
- Losa de techo: 100 Kg/m²

El ingreso de estos valores se muestra en la Figura 28, Figura 29 y Figura 30

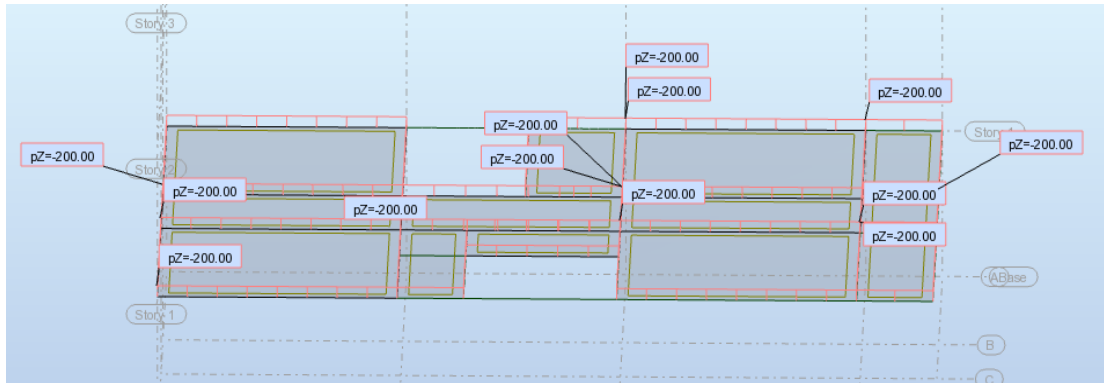


Figura 28: Asignación de carga viva en losas de entre piso.

Fuente: Autores

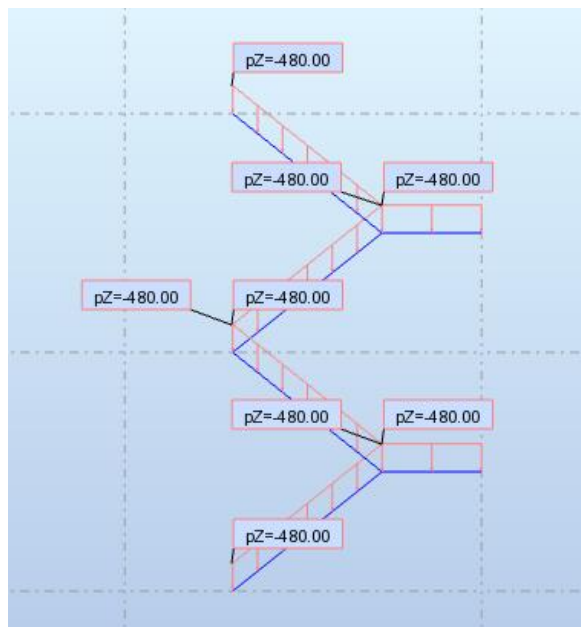


Figura 29: Asignación de carga viva en las gradadas.

Fuente: Autores

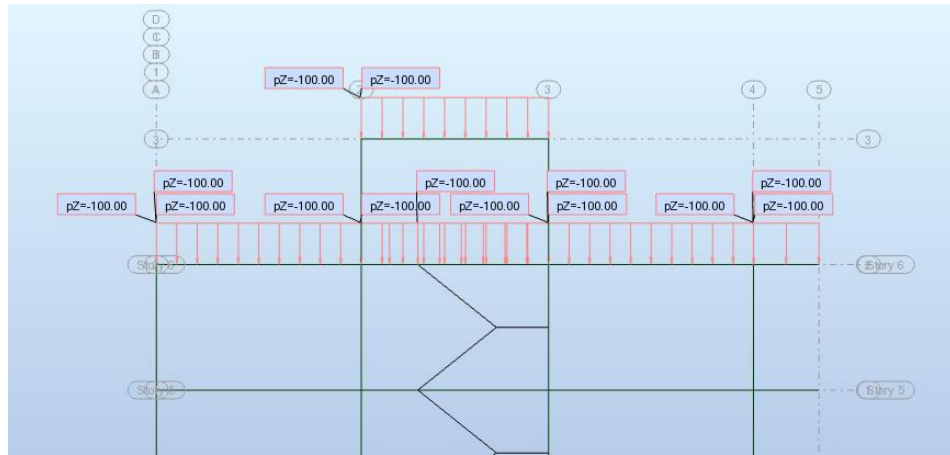


Figura 30: Asignación de carga viva en losa de techo.

Fuente: Autores

3.6.12 Creación de espectros de diseño

Cabe recalcar que para el diseño sismo resistente y sus verificaciones correspondientes de vigas y columnas se considerará el efecto del sismo a través del método modal espectral como lo recomienda la (NEC_SE_DS, 2015) para lo cual se realizará el siguiente procedimiento:

Primero se crea un tipo de carga denominada Espectral en dirección X, Y y Z.

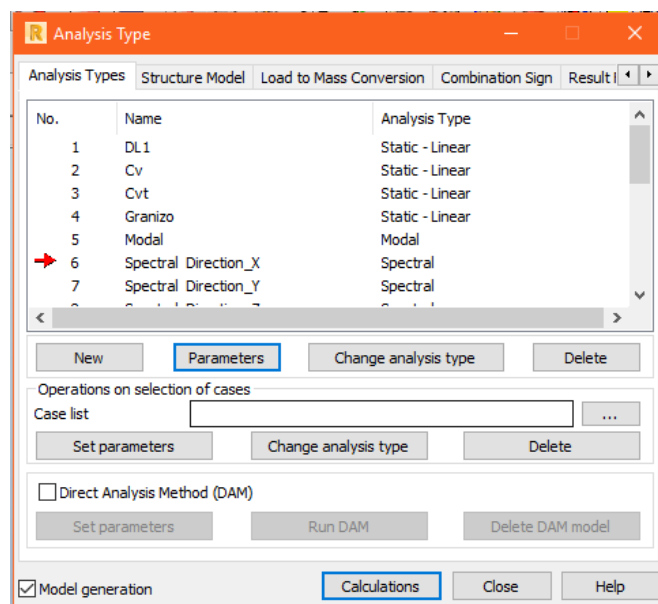


Figura 31: Creación del caso espectral.

Fuente: Autores

A continuación, en la pestaña *Points* (ver Figura 32, Figura 33 y Figura 34) se ingresan los puntos de cada espectro de carga indicados en la Tabla 14.

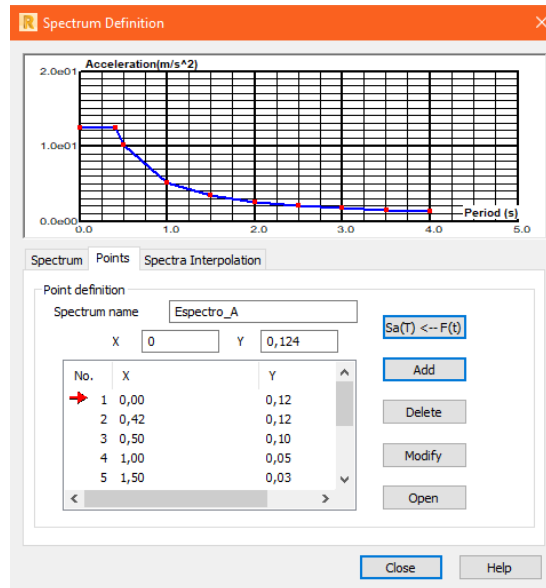


Figura 32: Espectro para el suelo tipo A.

Fuente: Autores

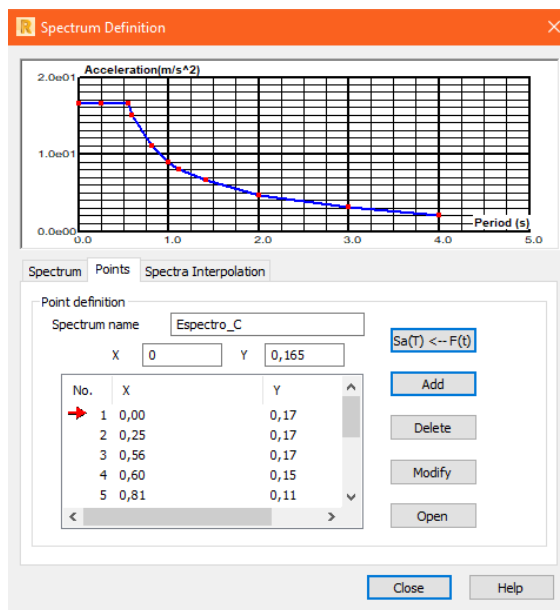


Figura 33: Espectro para el suelo tipo C.

Fuente: Autores

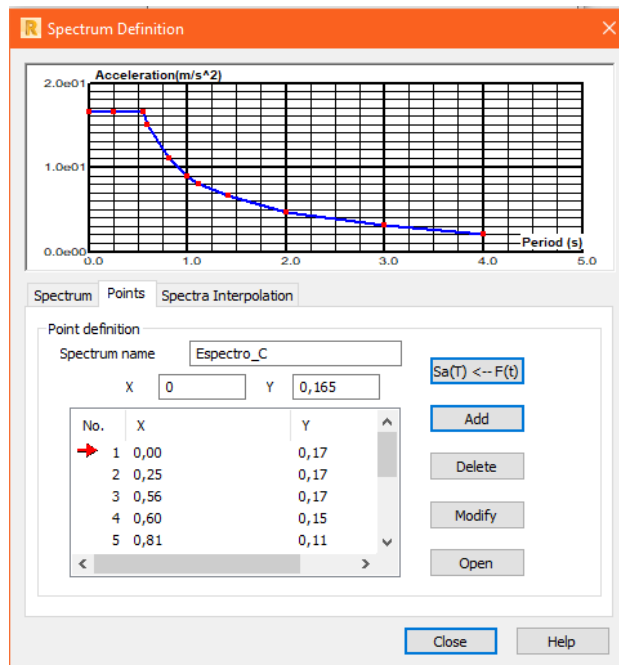


Figura 34: Espectro para el suelo tipo E.

Fuente: Autores

3.6.13 Torsión accidental

La torsión accidental es un factor que debe tomarse en cuenta mediante una apropiada re localización de las masas. “La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada de una distancia igual al 5% de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, con el fin de tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental, tanto para estructuras regulares como para estructuras irregulares. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales.” (NEC_SE_DS, 2015, pág. 67)

En la Figura 35 se muestra el ingreso del 5% de excentricidad accidental en el programa *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018*

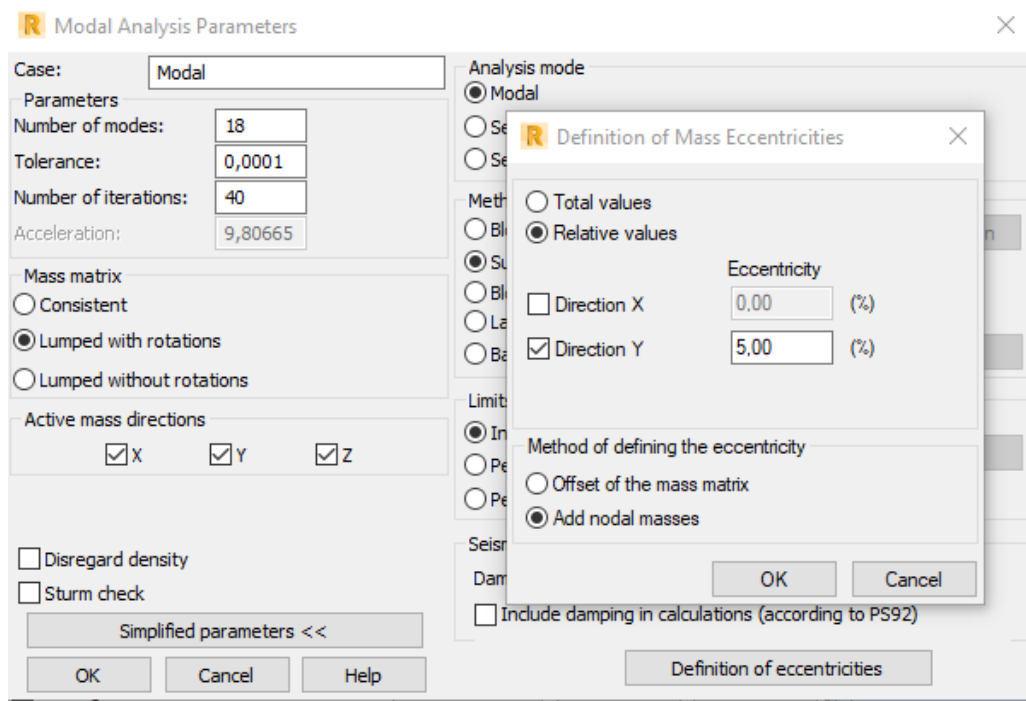


Figura 35: Ingreso de excentricidad accidental.

Fuente: Autores

3.6.14 Creación de las combinaciones de carga

Las combinaciones de carga serán creadas de forma manual en la ventana *Combinations* (ver Figura 36 y Figura 37)

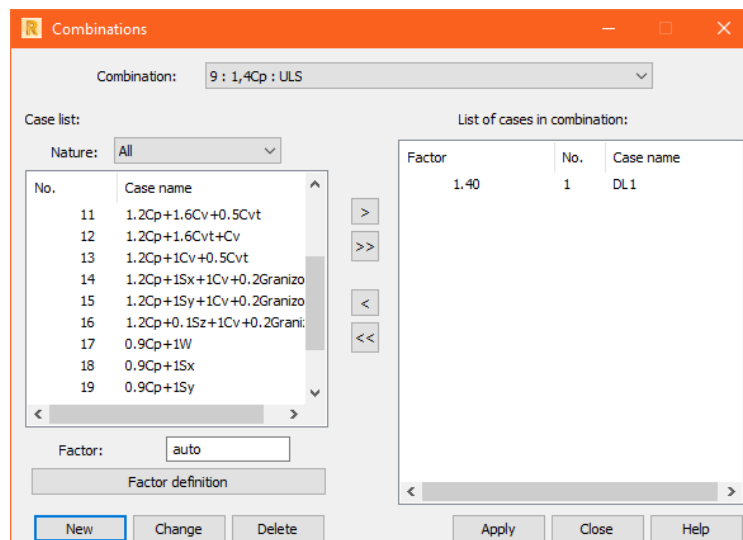


Figura 36: Creación de las combinaciones de carga.

Fuente: Autores

Combinations	Name	Analysis type	Combi nation	Case nature	Definition
9 (C)	1,4Cp	Linear Combination	ULS	Structural	1*1.40
11 (C)	1.2Cp+1.6Cv+0.5Cvt	Linear Combination	ULS	Structural	1*1.20+2*1.60+3*0.50
12 (C)	1.2Cp+1.6Cvt+Cv	Linear Combination	ULS	Structural	1*1.20+3*1.60+2*1.00
13 (C)	1.2Cp+1Cv+0.5Cvt	Linear Combination	ULS	Structural	1*1.20+2*1.00+3*0.50
14 (C) (CQC)	1.2Cp+1Sx+1Cv+0.2Granizo	Linear Combination	ULS	Structural	1*1.20+(6+2)*1.00+4*0.2
15 (C) (CQC)	1.2Cp+1Sy+1Cv+0.2Granizo	Linear Combination	ULS	Structural	1*1.20+(7+2)*1.00+4*0.2
16 (C) (CQC)	1.2Cp+0.1Sz+1Cv+0.2Granizo	Linear Combination	ULS	Structural	1*1.20+8*0.10+2*1.00+4*
17 (C)	0.9Cp+1W	Linear Combination	ULS	Structural	1*0.90
18 (C) (CQC)	0.9Cp+1Sx	Linear Combination	ULS	Structural	1*0.90+6*1.00
19 (C) (CQC)	0.9Cp+1Sy	Linear Combination	ULS	Structural	1*0.90+7*1.00
20 (C) (CQC)	0.9Cp+0.1Sz	Linear Combination	ULS	Structural	1*0.90+8*0.10

Figura 37: Combinaciones de carga de acuerdo a NEC_SE_CG 2015.

Fuente: Autores

3.7 Diseño definitivo de los elementos estructurales

Los elementos estructurales serán diseñados con el método de última resistencia que consisten en que la resistencia última debe ser igual o mayor a las cargas mayoradas en las combinaciones de cargas. (NEC_SE_HM, 2015). Entonces:

Resistencia de diseño \geq Resistencia requerida

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

Dónde:

- P_u Resistencia a carga axial requerida
- M_u Resistencia a momento requerida
- V_u Resistencia a cortante requerida

3.7.1 Diseño de losa alivianada

La primera iteración realizada con el espesor de losa obtenido del pre diseño ($h=20\text{cm}$) no cumple con las deflexiones máximas por lo tanto se asume un espesor de losa $h=25\text{cm}$.

3.7.1.1 Determinación de la carga muerta de la losa

Para la determinación de la carga muerta se considera 1m^2 de losa la cual tendrá la configuración 40-10-40 para losas alivianadas como se muestra en la Figura 38 y Figura 39

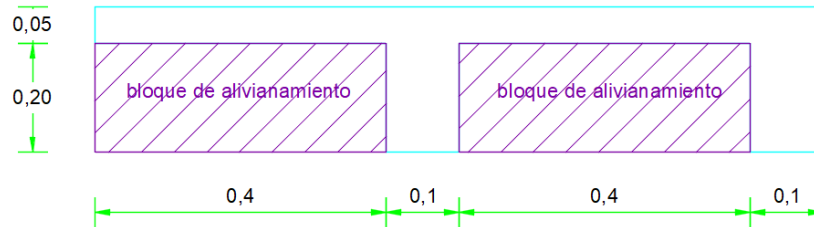


Figura 38: Configuración 40-10-40 para la losa alivianada.

Fuente: Autores

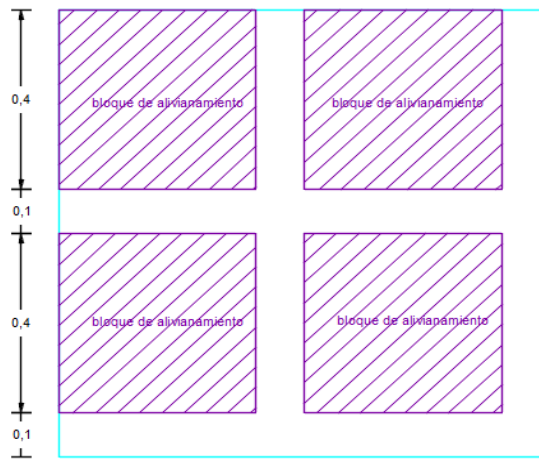


Figura 39: Vista en planta de 1m² de losa alivianada.

Fuente: Autores

$$W \text{ carpeta de compresión} = 1 * 1 * 0,05 * 2400 = 120 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W \text{ alivianamiento} = 8 * 12 = 96 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W \text{ nervios} = 0,1 * 0,20 * 1 * 4 * 2400 = 192 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W \text{ mampostería} = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W \text{ enlucido} = 1 * 1 * 0,04 * 2200 = 88 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W \text{ piso} = 1 * 1 * 0,02 * 2200 = 44 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

La sumatoria de todos los pesos obtenidos anteriormente nos da como resultado el peso total de la losa

$$W \text{ total} = 740 \text{ kg/m}^2$$

3.7.1.2 Distribución de cargas para cada paño (Método de las deflexiones)

El método de las deflexiones ocupará la Ecuación 20 y Ecuación 21 planteadas por (Orlando Giraldo, 2003)

$$\Delta x = \frac{C_x * W_x * L_x^4}{384 * E * I} \quad \text{Ecuación 20}$$

$$\Delta y = \frac{C_y * W_y * L_y^4}{384 * E * I} \quad \text{Ecuación 21}$$

Igualando las deflexiones se tiene:

$$\Delta x = \Delta y$$

$$\frac{C_x * W_x * L_x^4}{384 * E * I} = \frac{C_y * W_y * L_y^4}{384 * E * I}$$

$$C_x * W_x * L_x^4 = C_y * W_y * L_y^4$$

$$\frac{W_x}{W_y} = \frac{C_y}{C_x} * \frac{L_y^4}{L_x^4}$$

Se conoce que la carga total por m² es igual a la suma de la carga repartida a cada nervio:

$$W \text{ total} = W_x + W_y$$

$$W_y = W \text{ total} - W_x$$

Entonces:

$$W_x = \frac{C_y}{C_x} * \frac{L_y^4}{L_x^4} * (W \text{ total} - W_x) \quad \text{Ecuación 22}$$

Dónde:

- Δ : Deflexión
- C: Coeficiente que depende de apoyo
- W: carga distribuida sobre la losa
- L: longitud del paño
- E: módulo de elasticidad del hormigón
- I: inercia de la sección

Con la Ecuación 22 obtenida anteriormente se procede a calcular los pesos para cada paño de losa la cual tiene la configuración mostrada en la Figura 40:

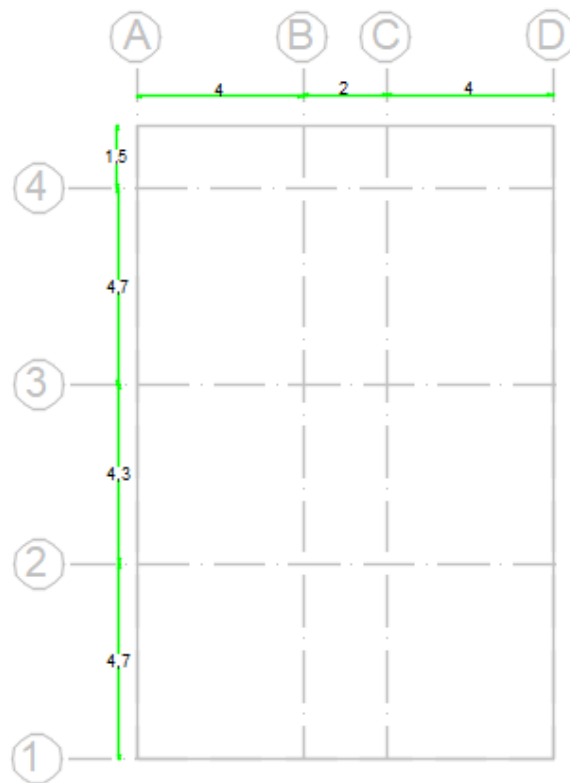


Figura 40: Losa en planta.

Fuente: Autores

La distribución de cargas en la losa considerando carga muerta se muestra en la Tabla 32, Tabla 33, Tabla 34 y Tabla 35

Tabla 32: Distribución de cargas muertas en x y y para el paño 1

Ly 1	4,7	m
Lx 1	4	m
Cy 1	1	
Cx 1	2	
Wx 1	362,0838807	Kg/m ²
Wy 1	379,9161193	Kg/m ²

Fuente: Autores

Tabla 33: Distribución de cargas muertas en x y y para el paño 2

Ly 2	4,7	m
Lx 2	2	m
Cy 2	1	
Cx 2	1	
Wx 2	718,4429534	Kg/m ²
Wy 2	23,55704657	Kg/m ²

Fuente: Autores

Tabla 34: Distribución de cargas muertas en x y y para el paño 3

Ly 3	4,3	m
Lx 3	4	m
Cy 3	2	
Cx 3	2	
Wx 3	424,2908138	Kg/m ²
Wy 3	317,7091862	Kg/m ²

Fuente: Autores

Tabla 35: Distribución de cargas muertas en x y y para el paño 4

Ly 4	1,5	m
Lx 4	4	m
Cy 4	2	
Cx 4	2	
Wx 4	14,38879579	Kg/m ²
Wy 4	727,6112042	Kg/m ²

Fuente: Autores

Con estos pesos calculados se obtiene la configuración indicada en la Figura 41:

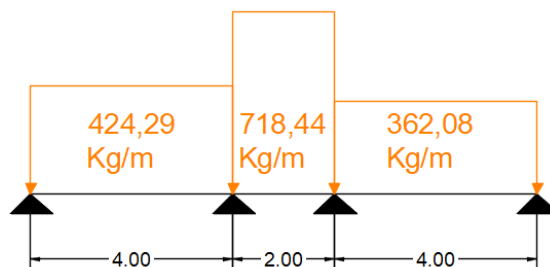


Figura 41: Nervio en dirección x con carga muerta.

Fuente: Autores

En la Figura 42 y Figura 43 se indican los diagramas de corte y momento para el nervio en x con carga muerta.

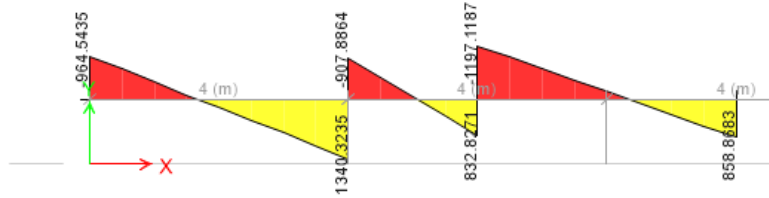


Figura 42: Diagrama de Corte del nervio en x con carga muerta.

Fuente: Autores

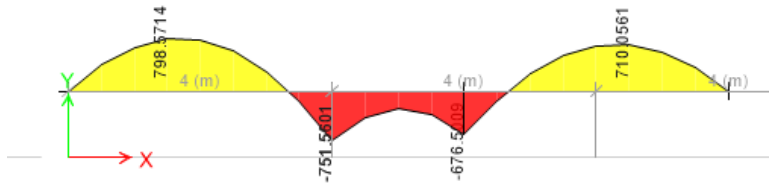


Figura 43: Diagrama de momento del nervio en x con carga muerta.

Fuente: Autores

La configuración del nervio en y con carga muerta se indica en la Figura 44

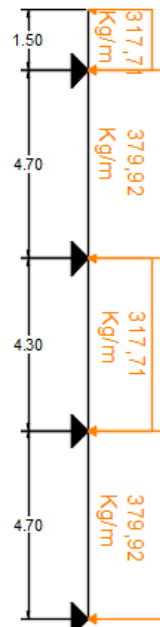


Figura 44: Nervio en la dirección y con carga muerta.

Fuente: Autores

En la Figura 45 y Figura 46 se indica los diagramas de corte y momento para el nervio en x con carga muerta.

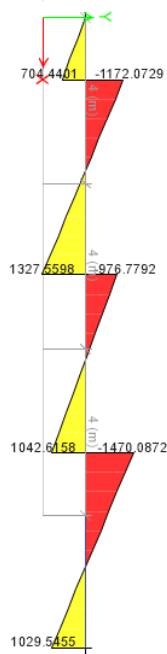


Figura 45: Diagrama de corte para el nervio en y y carga muerta.

Fuente: Autores

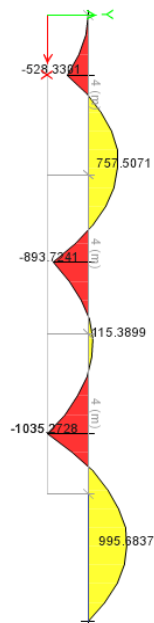


Figura 46: Diagrama de momento para el nervio en y y carga muerta.

Fuente: Autores

La distribución de cargas en la losa considerando carga muerta se muestra en la Tabla 36, Tabla 37, Tabla 38 y Tabla 39

W viva: 200 Kg/m²

Tabla 36: Distribución de la carga viva en x y y para el paño 1

Ly 1	4,7	m
Lx 1	4	m
Cy 1	1	
Cx 1	2	
Wx 1	97,59673334	Kg/m ²
Wy 1	102,4032667	Kg/m ²

Fuente: Autores

Tabla 37: Distribución de la carga viva en x y y para el paño 2

Ly 2	4,7	m
Lx 2	2	m
Cy 2	1	
Cx 2	1	
Wx 2	193,6503918	Kg/m ²
Wy 2	6,349608239	Kg/m ²

Fuente Autores

Tabla 38: Distribución de la carga vivas en x y y para el paño 3

Ly 3	4,3	m
Lx 3	4	m
Cy 3	2	
Cx 3	2	
Wx 3	114,3641008	Kg/m ²
Wy 3	85,63589924	Kg/m ²

Fuente: Autores

Tabla 39: Distribución de la carga vivas en x y y para el paño 4

Ly 4	1,5	m
Lx 4	4	m
Cy 4	2	
Cx 4	2	
Wx 4	3,878381614	Kg/m ²
Wy 4	196,1216184	Kg/m ²

Fuente: Autores

Con estos pesos calculados se obtiene la configuración mostrada en la Figura 47:

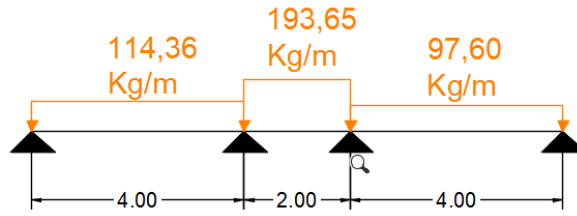


Figura 47: Nervio en dirección x con carga viva.

Fuente: Autores

En la Figura 48 y Figura 49 se muestran los diagramas de corte y momento para el nervio en x con carga viva.

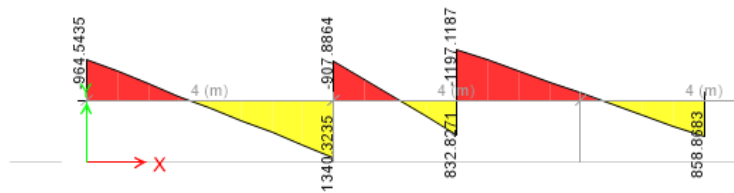


Figura 48: Diagrama de corte para el nervio en x y carga viva.

Fuente: Autores

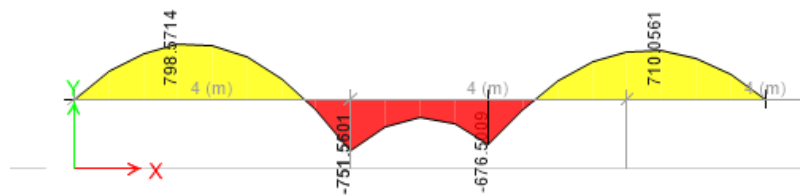


Figura 49: Diagrama de momento para el nervio en x y carga viva.

Fuente: Autores

En la Figura 50 se muestra la configuración obtenida para el nervio en dirección y.

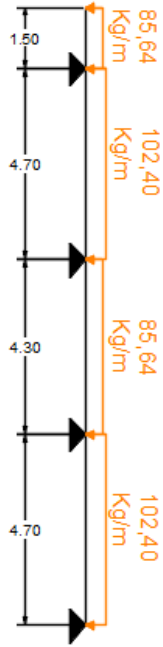


Figura 50: Nervio en dirección y con carga viva.

Fuente: Autores

En la Figura 51 y Figura 52 se indican los diagramas de corte y momento para el nervio en dirección y con carga viva.



Figura 51: Diagrama de corte para el nervio en y y carga viva.

Fuente: Autores

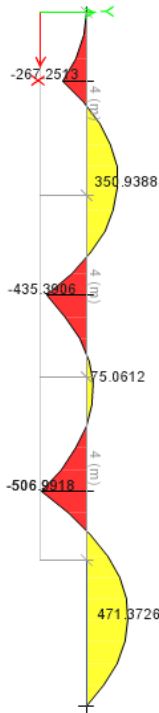


Figura 52: Diagrama de momento para el nervio en y y carga viva.

Fuente: Autores

A continuación, se presenta la Tabla 40 con los cortantes (V) y momentos (M) máximos para cada nervio

Tabla 40: Cortantes y momentos máximos

Nervio	Vmáx (kg)	Mmáx (kg.m)	
		Tramo	Apoyo
X (CM)	1340,32	798,57	751,56
Y (CM)	1470,09	995,68	1035,27
X (CV)	617,28	372,19	338,89
Y (CV)	705,54	471,37	506,99

Fuente: Autores

3.7.1.3 Revisión del espesor obtenido en el prediseño

Las combinaciones de carga se indican en la Tabla 41 y Tabla 42:

Tabla 41: Combinaciones de carga para el tramo

Combinación de carga	Tramo		unidad
	nervio X	nervio Y	
1.4 D	1117,998	1393,95718	kg*m
1.2D+1.6L	1553,79024	1949,02	kg*m
Mdiseño:	1553,79024	1949,02	kg*m

Fuente: Autores

Tabla 42: Combinaciones de carga para el apoyo

Combinación de carga	Apoyo		unidad
	nervio X	nervio Y	
1.4 D	1052,184	1449,38	kg*m
1.2D+1.6L	1444,10	2053,51	kg*m
Mdiseño:	1444,10	2053,51	kg*m

Fuente: Autores

Para obtener el espesor necesario por flexión se utilizará la Ecuación 23:

$$d_{requerido} = \sqrt{\frac{Mu}{\Phi * f'c * b * \rho}} \quad \text{Ecuación 23}$$

Dónde:

- Mu: momento máximo o momento de diseño
- Φ : coeficiente de flexión
- F'c: resistencia del hormigón
- B: base
- ρ : 0.18-0.19

Para el tramo se obtiene los siguientes resultados mostrados en la Tabla 43:

Tabla 43: espesores de losa calculados

	Tramo		Apoyo	
d(cm)	6,24	6,98	6,01	7,17
rec(cm)	4	4	4	4
h(cm)	10,24	10,98	10,01	11,17
Verificación	OK, Si cumple	OK, Si cumple	OK, Si cumple	OK, Si cumple
h(cm)	25			

Fuente: Autores

En el tramo y en los apoyos el espesor calculado por flexión es menor al espesor calculado en el prediseño, por lo tanto:

$$h \text{ losa} = 25\text{cm}$$

3.7.1.4 Obtención del acero de refuerzo

La configuración de la losa se indica en la Figura 53

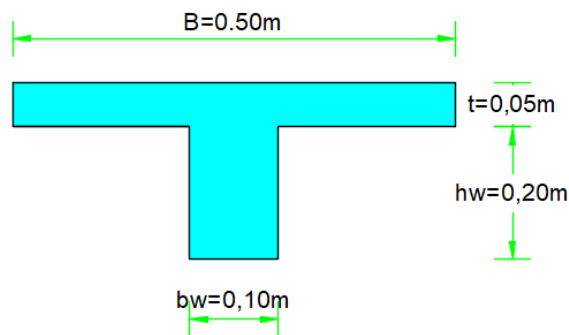


Figura 53: Dimensiones de la losa alivianada.

Fuente: Autores

El cálculo de las propiedades de la sección se indica en la Tabla 44

Tabla 44: Propiedades de la sección

Centro de Gravedad	Y(cm)	16,94444444
Inercia a la Base	Ib(cm ⁴)	153750
Inercia central	Ic(cm ⁴)	24548,61

Fuente: Autores

Se calcula el momento de agrietamiento para el tramo con la Ecuación 24

$$M_{\text{agrietamiento}} = \frac{2 * \sqrt{f'c} * Ic}{(Y-)} \quad \text{Ecuación 24}$$

Dónde:

- F'c: resistencia del hormigón
- Ic: inercia central
- Y: centro de gravedad

El cálculo del momento de agrietamiento en el tramo se indica en la Tabla 45

Tabla 45: Momento de agrietamiento para el tramo

Magr:	44888,51	kg*cm
Mmax:	194901,66	kg*cm
Magr < Mmax, Si se agrieta, la sección adoptada esta OK		

Fuente: Autores

Para el cálculo del acero de refuerzo se ocupará la Ecuación 25 y Ecuación 26:

$$A_s = 0,85 * \frac{f'c * b * d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0,85 * \Phi * f'c * b * d^2}} \right) \quad \text{Ecuación 25}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{14}{f_y} * b * d \quad \text{Ecuación 26}$$

Dónde:

- F'c: resistencia del hormigón
- B: base de la sección
- d: peralte efectivo de la sección
- fy: fluencia del acero
- Mu: momento último de la sección
- Φ: coeficiente igual a 0,75

El acero de refuerzo obtenido en el tramo se muestra en la Tabla 46

El acero de refuerzo para el tramo es:

$$A_s \text{ tramo} = 5\emptyset 12\text{mm} = 5,65 \text{ cm}^2$$

Tabla 46: Cálculo del acero de refuerzo para el tramo

Mn=	216557,4	kg*cm
a=	0,512	cm
Ascal=	2,487	Cm ²
Asmin=	7,000	Cm ²
Asmax=	11,250	Cm ²
Ascolocado=	7,000	Cm ²
Ascomercial=	5,655	Cm ²
a=	1,164	cm
c=	1,369	cm
Es=	2100000	Kg/cm ²
Ec=	232379,00	Kg/cm ²
n=	9,037	
As*n=	51,10	
l=	42,59	
Iagri=	19785,93	
Ie=	19844,11	Cm ⁴

Fuente: Autores

El cálculo de momento de agrietamiento para el apoyo se indica en la Tabla 47

Tabla 47: Momento de agrietamiento para el apoyo

Magr:	44888,51	kg*cm
Mmax:	205351,42	kg*cm
Magr < Max, Si se agrieta, la sección adoptada esta OK		

Fuente: Autores

El acero de refuerzo obtenido en los apoyo se muestra en la Tabla 48

Tabla 48: Cálculo del acero de refuerzo para los apoyos

Mn=	228168,2489	kg*cm
a=	0,540	cm
Ascal=	2,623	Cm ²
Asmin=	7,000	Cm ²
Asmax=	11,250	Cm ²
Ascolo=	7,000	Cm ²
Ascomercia=	5,655	Cm ²
a=	1,164	cm
c=	1,369	cm
Es=	2100000	Kg/cm ²
Ec=	232379,00	Kg/cm ²
n=	9,037	

Tabla 48. Continuación		
As*n=	51,10	
I=	42,59	
Iagri=	19785,93	
Ie=	19835,67	Cm ⁴

Fuente: Autores

El acero de refuerzo en los apoyos es:

$$\text{As apoyo} = 5\emptyset 12\text{mm} = 5,65\text{cm}^2$$

3.7.1.5 Cálculo de deflexiones

Tabla 49: Deflexiones máximas permitidas

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas Planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a Ly, S y R	$\frac{l}{180}$
Entrepisos	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a L	$\frac{l}{360}$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles a sufrir daños debido a deflexiones grandes	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional	$\frac{l}{480}$
		No susceptibles a sufrir daños debido a deflexiones grandes		$\frac{l}{240}$

Fuente: (ACI 318, 2014)

- De acuerdo a la Tabla 49 la deflexión máxima será de L/360
- La norma (ACI 318, 2014) indica que para calcular la deflexión total se deben obtener primero 2 tipos de deflexiones las cuales son:
 - a) **Instantáneas:** producidas por las cargas de servicio en su totalidad (CP+CV)
 - b) **Diferidas:** producidas por el 100 % de CP y el 20% de CV

A continuación, se indica el procedimiento para calcular las deflexiones:

$$I_{\text{total}} = 0,3 I_{\text{apoyo}} + 0,7 I_{\text{tramo}}$$

$$I_{\text{total}} = 0,3 * 19835,67 + 0,7 * 19844,11$$

$$I_{\text{total}} = 19841,58 \text{ cm}^4$$

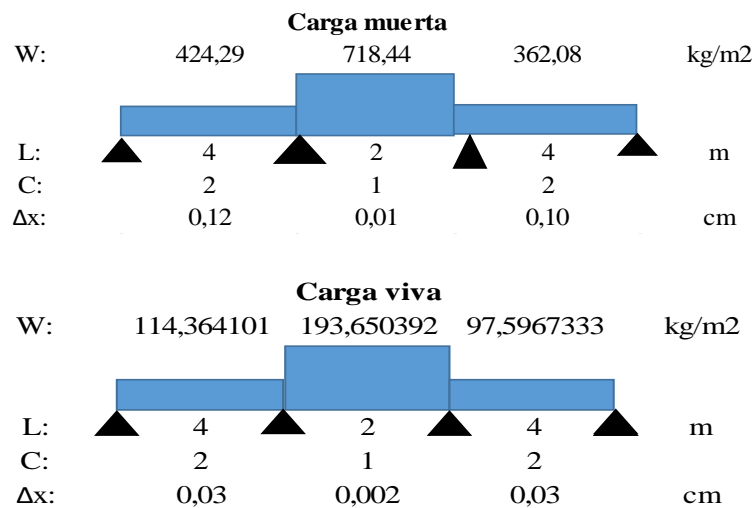
Deflexiones por paño serán calculadas con la Ecuación 27:

$$\Delta = \frac{Cx * Wx * Lx^4}{384 * E * I} \quad \text{Ecuación 27}$$

Dónde

- C: coeficiente que depende del apoyo
- W: carga actuante sobre la losa
- E: módulo de elasticidad del hormigón
- I: inercia de la sección

Losa en la dirección x



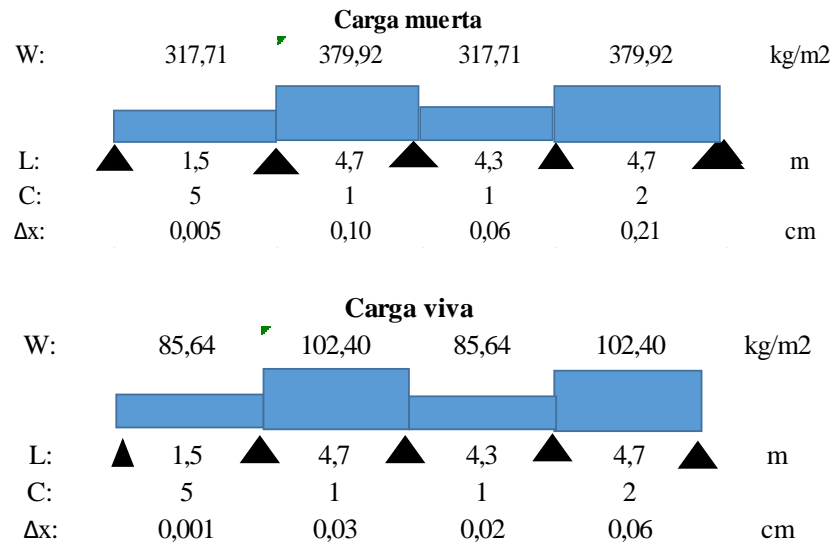
Los resultados de deflexiones para la dirección x se muestran en la Tabla 50

Tabla 50: Deflexiones calculadas y verificación para la losa en dirección x

Deflexión instantánea	0,13	0,007	0,11	cm
Deflexión diferida	0,16	0,008	0,13	cm
Deflexión total	0,44	0,02	0,38	cm
Deflexión máxima	1,18	0,59	1,18	cm
Verificación	Ok	Ok	Ok	

Fuente: Autores

Losa en la dirección y



Los resultados obtenidos para la dirección y se muestran en la Tabla 51

Tabla 51: Deflexiones calculadas y verificación para la losa en dirección x

Deflexión instantánea	0,005	0,11	0,06	0,22
Deflexión diferida	0,006	0,13	0,08	0,27
Deflexión total	0,02	0,38	0,22	0,75
Deflexión máxima	0,44	1,38	1,26	1,38
Verificación	Ok	Ok	Ok	Ok

Fuente: Autores

3.7.2 Diseño de vigas

Una vez ingresadas las secciones en el programa se procede a seleccionar la viga más desfavorable en cada dirección; para ello se observa cual viga tiene mayor momento. (ver Figura 54)

Cabe recalcar que el diseño que se presenta a continuación se realizó para el suelo tipo E y se ejecutará el mismo procedimiento para los suelos A y C.

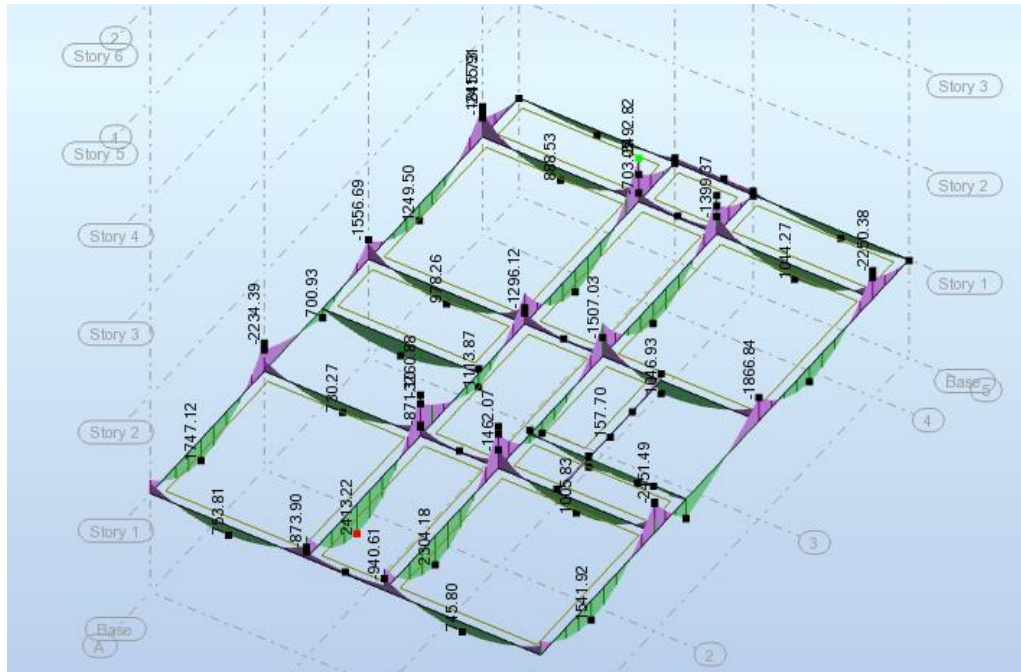


Figura 54: Diagramas de momento para las vigas.

Fuente: Autores

En este sentido la viga más desfavorable se encuentra en el eje C con sección de 25x50cm.

Los momentos de la envolvente obtenidos en el programa para esta viga se muestran en la Figura 55:

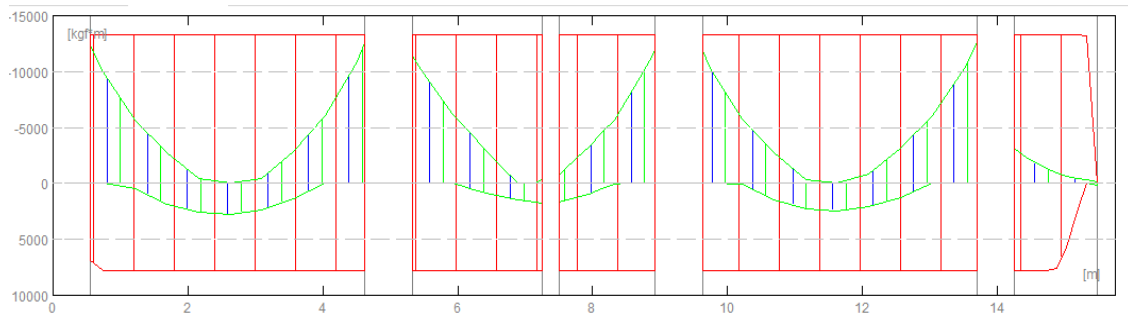


Figura 55: Momentos de la envolvente para la viga más desfavorable en el sentido Y-Y.

Fuente: Autores

3.7.2.1 Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se utilizará la Ecuación 25 y se verificará que éste cumpla la siguiente condición (Ecuación 28):

$$A_s \geq \max \left[\frac{1,4}{f_y} * b_w d ; \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} b_w d \right]$$

Dónde:

- $A_{s,min}$: Área mínima de refuerzo de flexión
- b_w : Ancho del alma o diámetro de la sección circular
- d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción
- f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (MPa)
- $f'c$: Resistencia especificada a la compresión del Hormigón (MPa)

Con los momentos obtenidos de la envolvente en el programa y la Ecuación 12 se calcula el acero de refuerzo por flexión para cada tramo de viga como se indica en la Tabla 52 y Tabla 53

Tabla 52: Acero negativo para viga Y-Y

Momentos negativos	Apoyo 1 (der)	Tramo (1-2)	Apoyo 2 (izq)	Apoyo 2 (der)	Tramo (2-3)	Apoyo 3 (izq)	Apoyo 3 (der)	Tramo (3-4)	Apoyo 4 (izq)
	12621,07	2898,93	12405,06	0,00	6200,71	11357,29	11905,03	7559,57	0,00
As calculado (cm ²)	7,80	1,69	7,66	0,00	3,69	6,97	7,33	4,53	0,00
As mínimo (cm ²)	3,83	3,83	3,83	3,83	3,83	3,83	3,83	3,83	3,83
<i>Diámetro a colocar (mm)</i>	16	16	16	16	16	16	16	16	16
<i>Numero de varillas a colocar</i>	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00
As provisto (cm ²)	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04

Momentos negativos	Apoyo 4 (der)	Tramo 4-5	Apoyo 5 (izq)	Apoyo 5 (der)	Tramo 5-6	Apoyo 6 (izq)
	12632,95	3194,23	11911,78	170,91	1805,34	3155,62
As calculado (cm ²)	7,81	1,87	7,33	0,10	1,05	1,85
As mínimo (cm ²)	3,83	3,83	3,83	3,83	3,83	3,83
<i>Diámetro a colocar (mm)</i>	16	16	16	16	16	16
<i>Numero de varillas a colocar</i>	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00
As provisto (cm ²)	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04

Fuente: Autores

Tabla 53: Acero positivo para viga Y-Y

Momentos positivos	Apoyo 2 (der)	Apoyo 4 (izq)
	1800,50	1643,31
As calculado (cm ²)	1,05	0,95
As mínimo (cm ²)	3,83	3,83
<i>Diámetro a colocar (mm)</i>	14	14
<i>Numero de varillas a colocar</i>	3,00	3,00
As provisto (cm ²)	4,62	4,62

Fuente: Autores

3.7.2.2 Chequeo por resistencia

Para la revisión por resistencia se utiliza Ecuación 23 presentada anteriormente.

Para que la sección sea resistente debe cumplir la condición:

$$d \text{ requerido} \leq d \text{ asumido}$$

Esta revisión se indica en la Tabla 54

Tabla 54: Chequeo por resistencia

Mu Max en el apoyo (Kg.m)	12632,95
b (cm)	25,00
h (cm)	50,00
d requerida (cm)	35,18
chequea por resistencia	
Mu Max en el tramo (Kg.m)	7559,57
b (cm)	25,00
h (cm)	50,00
d requerida (cm)	27,22
chequea por resistencia	

Fuente: Autores

3.7.2.3 Chequeo por rigidez

Para la revisión por rigidez se ocupará la Ecuación 29, Ecuación 30, Ecuación 31, Ecuación 32 presentadas en (ACI 318, 2014)

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 * I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] * I_{cr} \quad \text{Ecuación 29}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y_t} \quad ; \quad f_r = 2 * \sqrt{f'c} \quad \text{Ecuación 30}$$

$$M_a = \frac{M_{desf}}{FC} \quad ; \quad FC = \frac{1,2CM + 1,6 CV}{CM + CV} \quad \text{Ecuación 31}$$

$$I_{cr} = \frac{s * a^3}{3} + n * A_s * (d - a)^2 \quad ; \quad n = \frac{E_s}{E_c} \quad \text{Ecuación 32}$$

Dónde:

- FC: Factor de transformación de criterio elástico a criterio de última resistencia.
- CM: Carga muerta
- CV: Carga viva
- Fr: Resistencia promedio a la tracción por flexión
- Yc: Centro de gravedad de la sección
- d: Altura útil de la sección
- s: Ancho de la viga
- M_{cr}: Momento de agrietamiento de la sección
- M_a: Momento actuante de la sección
- E_s: Módulo de elasticidad del acero
- E_c: Módulo de elasticidad del hormigón
- A_s: Área de acero del refuerzo a flexión
- I_{cr}: Inercia agrietada de la sección
- I_e: Inercia efectiva de la sección
- I: Inercia centroidal de la sección

En el tramo (Tabla 55)

Tabla 55: Chequeo por rigidez en el tramo de la viga Y-Y

FC		1,29	
Recubrimiento (cm)		4	
b (cm)		25,00	
h(cm)		50,00	
d (cm)		46	
Inercia (cm⁴)		260416,6667	
Momento de agrietamiento M_{cr} (Kg.m)		3227,49	
Momento del apoyo más desfavorable (Kg.m)		7559,57	
Momento actuante (Kg.m)		5860,14	
La sección se agrieta			
Inercia de la sección agrietada			
n (Es/Ec)		8,98	
As del tramo (cm²)		8,04	
calculo de "a"			
b/2	12,5	Discriminante	413,91
n*As	72,22	a 1 (cm)	13,67
n*As*d*(-1)	-3322,186479	a 2 (cm)	-19,45
c (cm)		13,67	
I_{cr} (Inercia Agrietada en cm⁴)		96775,42	
Inercia a utilizar en el apoyo			
I_e (Inercia efectiva en cm⁴)		124113,12	
% de Inercia		47,66	

Fuente: Autores

En el apoyo (Tabla 56)

Tabla 56: Chequeo por rigidez en el apoyo de la viga Y-Y

FC		1,29	
Recubrimiento (cm)		4	
b (cm)		25,00	
h(cm)		50,00	
d (cm)		46	
Inercia (cm⁴)		260416,6667	
Momento de agrietamiento M_{cr} (Kg.m)		3227,49	
Momento del apoyo más desfavorable (Kg.m)		12632,95	
Momento actuante (Kg.m)		9792,99	
La sección se agrieta			
Inercia de la sección agrietada			
n (Es/Ec)		8,98	
As del Apoyo (cm²)		8,04	
calculo de "a"			
b/2	12,5	Discriminante	413,91
n*As	72,22144519	a 1 (cm)	13,67
n*As*d*(-1)	-3322,186479	a 2 (cm)	-19,45
c (cm)		13,67	
I_{cr} (Inercia Agrietada en cm⁴)		96775,42	
Inercia a utilizar en el apoyo			
I_e (Inercia efectiva en cm⁴)		102633,30	
% de Inercia		39,41	

Fuente: Autores

3.7.2.4 Cálculo de flechas

En la Tabla 57 se muestra el cálculo de flechas para la viga Y-Y

Tabla 57: Cálculo de flechas viga Y-Y

Inercia a utilizar para el cálculo de flechas	
Inercia Total (cm ⁴)	120891,15
Longitud del tramo (cm)	470
Longitud del tramo (cm ⁴)	48796810000
W (Kg/m) (CP+CV)	2526,20
Carga por tabiquería (Kg/m)	840
(W*L ⁴) / (E*I)	58,08
Δ instantáneo (cm)	0,30
Calculo de la Flecha diferida	
Longitud del tramo (cm ⁴)	48796810000
Carga por tabiquería (Kg/m)	990
W (Kg/m) (CP+0.2CV)	2150,2
(W*L ⁴) / (E*I)	54,18
Δ diferido (cm)	0,56
Δ Total (cm)	0,87
Δ Permitido (cm)	0,98
Si chequea por deflexión	

Fuente: Autores

3.7.2.5 Diseño por Corte

Para el diseño por corte se debe verifica que se cumpla la siguiente condición indicada en la norma (NEC_SE_HM, 2015):

$$V_u \leq \Phi V_n$$

Para ello se ocuparán la Ecuación 33, Ecuación 34 y Ecuación 35 presentadas en (NEC_SE_HM, 2015)

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ecuación 33}$$

$$V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d * 1,1 \quad \text{Ecuación 34}$$

$$V_s = \frac{A_v * 4200 * d}{s} \quad \text{Ecuación 35}$$

Dónde:

- V_n: Resistencia nominal al cortante
- V_c: Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón
- V_s: Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante
- A_v: área del refuerzo por corte.

- d: Altura efectiva de la sección
- s: Separación entre estribos.

En la Figura 56 se indica el diagrama de corte para la viga más desfavorable en el sentido Y-Y

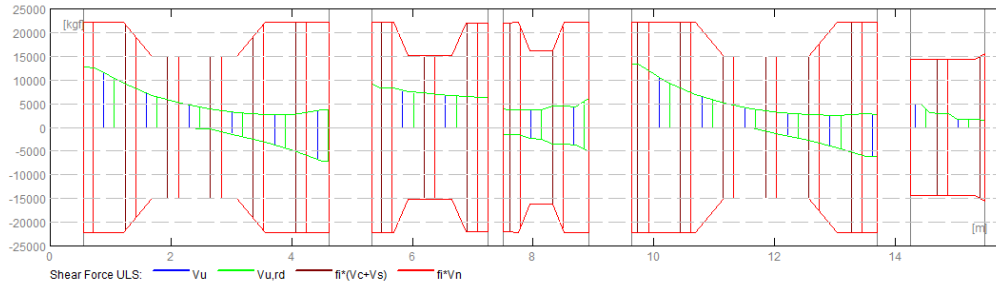


Figura 56: Diagrama de corte viga Y-Y.

Fuente: Autores

Reemplazando los valores del diagrama de corte para la viga más desfavorable en el sentido Y-Y se obtienen los siguientes resultados presentados en la Tabla 58.

Tabla 58: Diseño por corte viga Y-Y

	Apoyo 1 (der)	Apoyo 2 (izq)	Apoyo 2 (der)	Apoyo 3 (izq)	Apoyo 3 (der)
<i>Cortante mayorado Vu (kg)</i>	8353,5	7756,06	6941,83	9623,56	5227,18
Corte que resiste el concreto Vc (Kg)	9442,33	9442,33	9442,33	9442,33	9442,33
Diámetro de la varilla	10	10	10	10	10
Numero de ramas	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
Área de corte Av (cm2)	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
Corte resistido por el acero Vs (Kg)	27588,90	27588,90	27588,90	27588,90	27588,90
Resistencia nominal a corte Vn (kg)	37031,23	37031,23	37031,23	37031,23	37031,23

	Apoyo 4 (izq)	Apoyo 4 (der)	Apoyo 5 (izq)	Apoyo 5 (der)	Apoyo 6 (izq)
<i>Cortante mayorado Vu (kg)</i>	4008,3	5541,19	12499,28	1750,1	4662,87
Corte que resiste el concreto Vc (Kg)	9442,33	9442,33	9442,33	9442,33	9442,33
<i>Diámetro de la varilla</i>	10	10	10	10	10
<i>Numero de ramas</i>	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
Área de corte Av (cm2)	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
Corte resistido por el acero Vs (Kg)	27588,90	27588,90	27588,90	27588,90	27588,90
Resistencia nominal a corte Vn (kg)	37031,23	37031,23	37031,23	37031,23	37031,23

Fuente: Autores

Se evidencia en todos los casos que la resistencia nominal al corte V_n es mayor al cortante mayorado V_u por lo tanto el área de corte asignado a la viga es correcta.

3.7.2.6 Corte por capacidad

“Es importante realizar el diseño de los estribos por capacidad ya que se debe considerar que, al diseñar la viga con el acero de refuerzo longitudinal, se generan momentos en los extremos de la viga que producen doble curvatura, y que provocan fuerzas de corte hiperestáticas.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda , 2015, pág. 32)

El corte por capacidad se obtiene con la Ecuación 36:

$$V_p = \left(\frac{M_{i-} + M_{j+}}{L}; \frac{M_{i+} + M_{j-}}{L} \right) \quad \text{Ecuación 36}$$

Dónde:

- $M_{i-}, + M_{j+}$ = Momentos resistentes negativos inicial y final
- $M_{i+}, + M_{j-}$ = Momentos resistentes positivos inicial y final
- V_p = Corte probable.
- L = luz libre de la viga

Los momentos resistentes serán tomados del programa *Autodesk Robot Structural Analysis*

$$M_i = 13324,55 \text{ kg.m}$$

Usando la Ecuación 36 se calcula el corte probable:

$$V_p = \frac{13324,55 + 13324,55}{3.35} = 7954,96 \text{ kg}$$

Se verifica la siguiente condición:

$$V_s > V_p$$

$$27588,90 \text{ kg} > 7954,96 \text{ kg}$$

Se cumple la condición por lo tanto el acero transversal colocado resiste el corte por capacidad.

3.7.2.7 Diseño por torsión

El acero por torsión trabaja cuando la viga de hormigón armado se ha fisurado en torsión por lo que requiere estribos cerrados y barras longitudinales ubicados cerca de la superficie del miembro. (ACI 318, 2014)

Es posible despreciar la torsión en vigas cuando se cumple la condición:

$$T_u < \Phi T_{th}$$

Dónde:

- Φ = coeficiente de torsión igual a 0.75 (ACI 318, 2014)
- T_{th} = el umbral de torsión
- T_u = resistencia a la torsión en condiciones últimas.
- T_{cr} = torsión de fisuración
- El umbral de torsión está definido como un cuarto de la torsión de fisuración.

La torsión de fisuración T_{cr} se calcula con la Ecuación 37:

$$T_{cr} = 0,33\lambda\sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad \text{Ecuación 37}$$

- A_{cp} = área encerrada por el por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón calculada con la Ecuación 38, Ecuación 39 y Ecuación 40

$$A_{cp} = X_o * Y_o \quad \text{Ecuación 38}$$

$$X_o = b - 2 * rec + \Phi * 2.54 \quad \text{Ecuación 39}$$

$$Y_o = h - 2 * rec + \Phi * 2.54 \quad \text{Ecuación 40}$$

- P_{cp} = perímetro exterior del a sección transversal de hormigón calculado con la Ecuación 41

$$P_{cp} = 2 * (X_o + Y_o) \quad \text{Ecuación 41}$$

- A_o = área total encerrada por la trayectoria del flujo de cortante torsional.
- λ : coeficiente igual a 0,75

Del programa *Autodesk Robot Structural Analysis* se obtiene el momento torsor último (ver Figura 57)

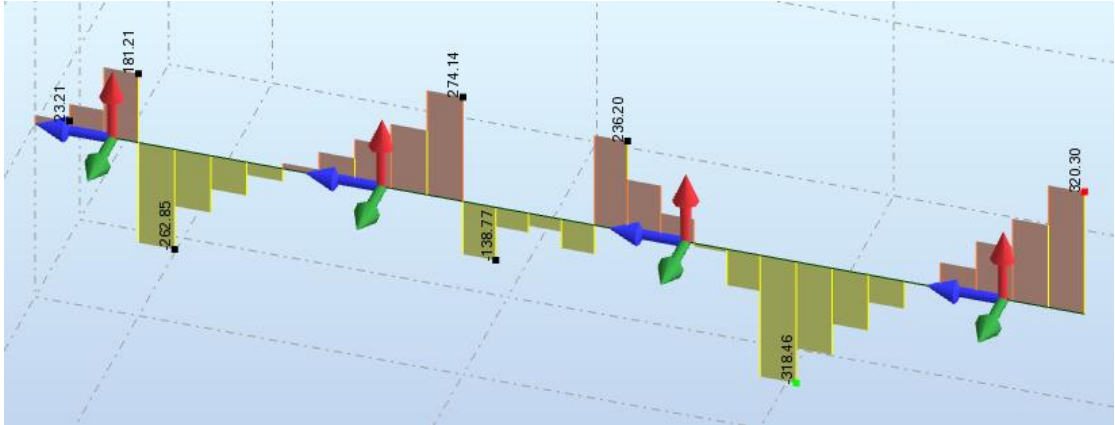


Figura 57: Momento torsor último.

Fuente: Autores

El momento torsor último (T_u) es 318,46 Kg*m

Reemplazando los valores en las ecuaciones presentadas anteriormente se obtienen los siguientes resultados mostrados en la Tabla 59:

Tabla 59: Cálculo de momento torsor crítico

X_o (cm)	42,4
Y_o (cm)	67,4
P_{cp} (cm)	219,6
A_{cp} (cm)	2857,76
T_{cr} (Kg.m)	1145,07

Fuente: Autores

Se verifica la condición:

$$T_u < T_{cr}$$

$$318,46 \text{ Kg*m} < 1145,07 \text{ Kg*m}$$

Se cumple la condición por lo tanto no se requiere acero de refuerzo por torsión.

3.7.2.8 Armado de viga

Para el armado de las viga se tomarán en cuenta las recomendaciones presentadas en (NEC_SE_HM, 2015), estas se encuentran descritas en la Figura 58 y Figura 59

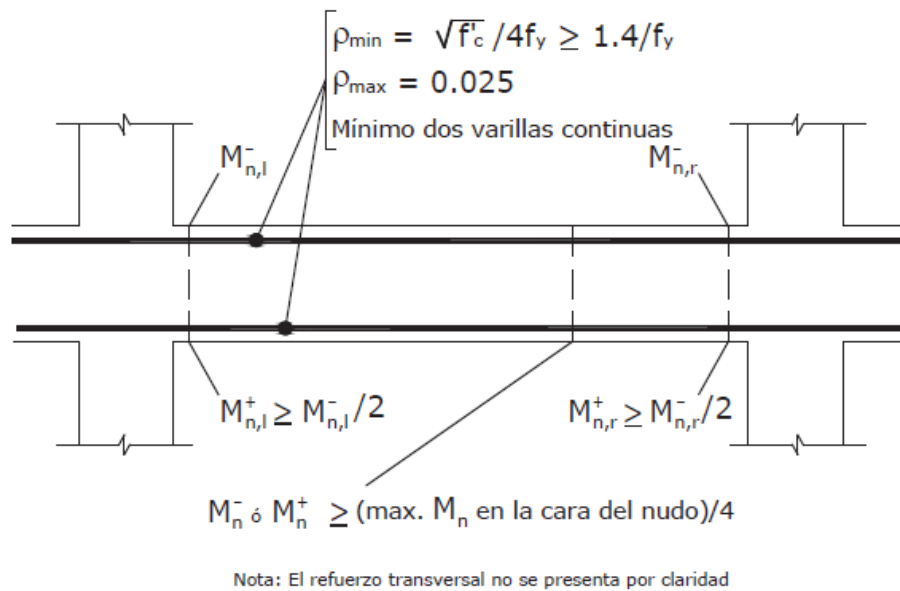


Figura 58: Recomendaciones para el armado de acero longitudinal.

Fuente: (NEC_SE_HM, 2015)

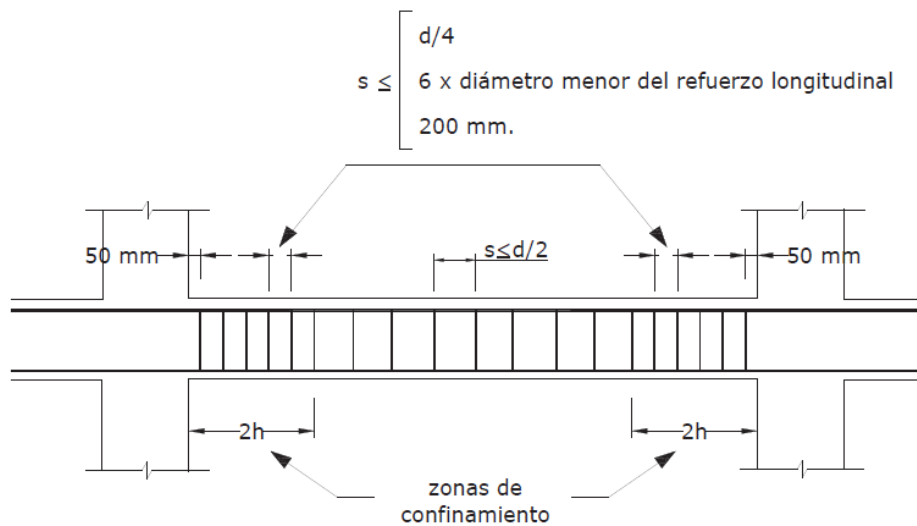


Figura 59: Recomendaciones para el armado del acero transversal.

Fuente: (NEC_SE_HM, 2015)

El armado de la viga más desfavorable en el sentido Y-Y se presenta en la Figura 60

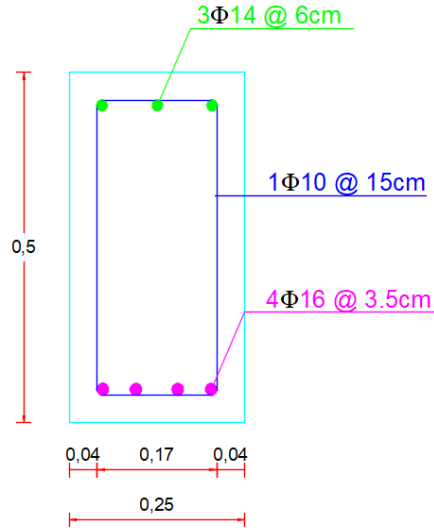


Figura 60: Armado de viga Y-Y.

Fuente: Autores

Para el diseño de las demás vigas se realiza el mismo procedimiento presentado anteriormente. A continuación, en la Tabla 60 se muestran los resultados obtenidos para el acero de refuerzo longitudinal para las vigas en sentido X-X y sentido Y-Y para los 3 tipos de suelo:

Tabla 60: Resumen del área de acero longitudinal en vigas obtenida para los 3 tipos de suelos.

DIRECCIÓN Y-Y			
Tipo de suelo	Suelo A	Suelo C	Suelo E
Sección (cm)	25x50		
As negativo (cm²)	5,80	7,49	7,81
As positivo (cm²)	3,83	3,83	3,83
DIRECCIÓN X-X			
Tipo de suelo	Suelo A	Suelo C	Suelo E
Sección (cm)	25x35		
As negativo (cm²)	5,36	5,59	7,87
As positivo (cm²)	2,58	2,58	2,58

Fuente: Autores

3.7.2.9 Revisión por impacto

El impacto es una sollicitación adicional a la que estarán sometidas las vigas y columnas de la estructura por poseer un ascensor. Este impacto debe estar considerado de acuerdo a las características técnicas del fabricante. En caso de no poseer esta

información se puede tomar los siguientes datos presentados en la Norma Venezolana (COVENIN, 2002)

Tabla 61: Incremento de las fuerzas verticales por impacto

Incremento de las fuerzas verticales por impacto	
En ausencia de los datos técnicos del fabricante de los equipos, los incrementos a las cargas variables verticales previstas serán los indicados a continuación:	
Para apoyos de ascensores	100%
Para vigas de sustentación de grúas móviles	
Grúas operadas desde cabina	25%
Grúas operadas mediante controles colgantes	10%
En las vigas de soporte de grúas las cargas a incrementar por impacto serán las cargas máximas de las ruedas	
Apoyos de maquinarias	
Maquinarias livianas por motores o por transmisión	20%
Maquinarias oscilantes o unidades impulsadas a potencia	50%
Barras para suspensión de pisos y balcones	
Cuando sean los únicos elementos de soporte	100%
En otros casos	30%

Fuente: (COVENIN, 2002)

De acuerdo a la Tabla 61 se debe considerar un 25% de impacto sobre las vigas y columnas de la estructura.

Para cuantificar el efecto del impacto sobre las vigas y columnas se estima un peso del ascensor de 600 kg/m² como se indica en la Figura 61 y Figura 62.

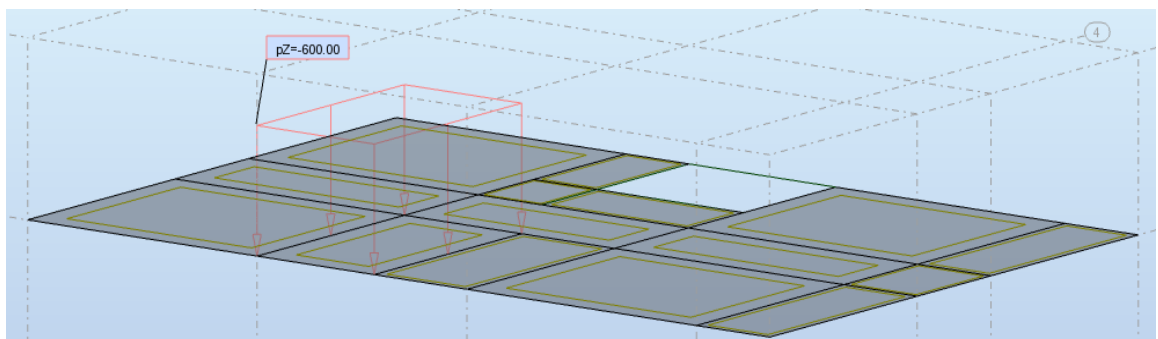


Figura 61: Asignación del peso de ascensor en Robot.

Fuente: Autores

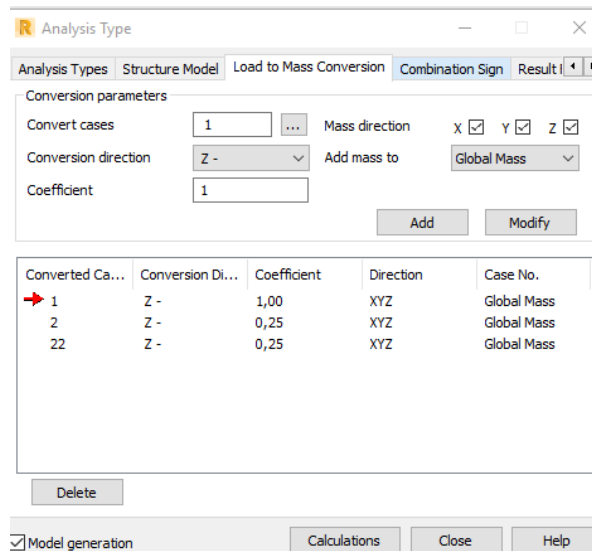


Figura 62: Asignación del impacto a la estructura.

Fuente: Autores

Al considerar el impacto es evidente un incremento sustancial en los momentos de la envolvente para la viga más desfavorable en el sentido Y-Y por lo que es necesario realizar nuevamente el diseño. Para ello se sigue el procedimiento ya indicado.

Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 62

Tabla 62: Características de los materiales para la viga Y-Y con impacto

f'c (Kg/cm²)	240
fy (Kg/cm²)	4200
Valor de β	0,85
Módulo de elasticidad del concreto Ec (Kg/cm²)	233928,2
Módulo de elasticidad del acero Es (Kg/cm²)	2100000
Carga permanente (Kg/m2)	742
Carga variable (Kg/m2)	200
Ancho tributario (m)	2,35
Longitud del tramo más desfavorable (m)	4,7
Carga permanente (Kg/m)	1743,7
Carga variable (Kg/m)	470
Base de la sección (cm)	30
Altura de la sección (cm)	50
Recubrimiento (cm)	4

Fuente: Autores

3.7.2.9.1 Acero de refuerzo

Los resultados del acero de refuerzo se muestran en la Tabla 63, Tabla 64 y Tabla 65

Tabla 63: Acero negativo para viga Y-Y con impacto (Apoyo 1-4)

Momentos negativos	Apoyo 1 (der)	Tramo (1-2)	Apoyo 2 (izq)	Apoyo 2 (der)	Tramo (2-3)	Apoyo 3 (izq)	Apoyo 3 (der)	Tramo (3-4)	Apoyo 4 (izq)
		14764,68	4422,66	16094,58	0,00	7761,80	12335,79	11355,16	7317,13
As calculado (cm ²)	9,11	2,59	10,00	0,00	4,62	7,52	6,88	4,35	0,00
As mínimo (cm ²)	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60
<i>Diámetro a colocar (mm)</i>	18	18	18	18	18	18	18	18	18
<i>Numero de varillas a colocar</i>	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00
As provisto (cm ²)	10,18	10,18	10,18	10,18	10,18	10,18	10,18	10,18	10,18

Fuente: Autores

Tabla 64: Acero negativo para viga Y-Y con impacto (Apoyo 4-6)

Momentos negativos	Apoyo 4 (der)	Tramo 4-5	Apoyo 5 (izq)	Apoyo 5 (der)	Tramo 5-6	Apoyo 6 (izq)
		22808,44	7748,68	14218,69	122,39	2890,56
As calculado (cm ²)	14,74	4,62	8,75	0,07	1,68	3,27
As mínimo (cm ²)	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60
<i>Diámetro a colocar (mm)</i>	18	18	18	18	18	18
<i>Numero de varillas a colocar</i>	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00
As colocado (cm ²)	10,18	10,18	10,18	10,18	10,18	10,18
<i>Diámetro a colocar (mm)</i>	14	-	-	-	-	-
<i>Numero de varillas a colocar</i>	3,00	-	-	-	-	-
As colocado (cm ²)	4,62	-	-	-	-	-
As provisto (cm ²)	14,80	10,18	10,18	10,18	10,18	10,18

Fuente: Autores

Tabla 65: Acero positivo para viga Y-Y con impacto

Momentos positivos	Apoyo 2 (der)	Apoyo 4 (izq)
		3022,96
As calculado (cm ²)	1,76	1,51
As mínimo (cm ²)	4,60	4,60
<i>Diámetro a colocar (mm)</i>	14	14
<i>Numero de varillas a colocar</i>	3,00	3,00
As provisto (cm ²)	4,62	4,62

Fuente: Autores

3.7.2.9.2 Chequeo por resistencia

La revisión de resistencia se muestra en la Tabla 66

Tabla 66: Revisión por resistencia viga Y-Y con impacto

Mu Max en el apoyo (Kg.m)	22808,44
b (cm)	30,00
h (cm)	50,00
d requerida (cm)	43,15
chequea por resistencia	
Mu Max en el tramo (Kg.m)	7761,80
b (cm)	30,00
h (cm)	50,00
d requerida (cm)	25,17
chequea por resistencia	

Fuente: Autores

3.7.2.9.3 Chequeo por rigidez

- En el tramo (Tabla 67)

Tabla 67: Chequeo por rigidez viga Y-Y con impacto (en el tramo)

FC =		1,29	
Recubrimiento (cm)		4	
b (cm)		30,00	
h(cm)		50,00	
d (cm)		46	
Inercia (cm ⁴)		312500	
Momento de agrietamiento M _{cr} (Kg.m)		3872,98	
Momento del tramo más desfavorable (Kg.m)		7761,80	
Momento actuante (Kg.m)		6016,90	
La sección se agrieta			
Inercia de la sección agrietada			
n (Es/Ec)		8,98	
As del tramo (cm ²)		10,18	
Calculo de "a"			
b/2	15	Discriminante	510,52
n*As	91,40526657	a 1 (cm)	13,97
n*As*d*(-1)	-4204,642262	a 2 (cm)	-20,06
c (cm)		13,97	
I _{cr} (Inercia Agrietada en cm ⁴)		121038,55	
Inercia a utilizar en el tramo			
I _e (Inercia efectiva en cm ⁴)		172100,79	
% de Inercia		55,07	

Fuente: Autores

- En el apoyo (Tabla 68)

Tabla 68: Chequeo por rigidez viga Y-Y con impacto (en el apoyo)

Recubrimiento (cm)		4	
b (cm)		30,00	
h(cm)		50,00	
d (cm)		46	
Inercia (cm⁴)		312500	
Momento de agrietamiento M_{cr} (Kg.m)		3872,98	
Momento del apoyo más desfavorable (Kg.m)		22808,44	
Momento actuante (Kg.m)		17680,97	
La sección se agrieta			
Inercia de la sección agrietada			
n (Es/Ec)		8,98	
As del Apoyo (cm²)		14,80	
calculo de "a"			
b/2	15	Discriminante	620,00
n*As	132,8761746	a 1 (cm)	16,24
n*As*d*(-1)	-6112,30403	a 2 (cm)	-25,10
c (cm)		16,24	
I_{cr} (Inercia Agrietada en cm⁴)		160513,78	
Inercia a utilizar en el apoyo			
I_e (Inercia efectiva en cm⁴)		162111,21	
% de Inercia		51,88	

Fuente: Autores

3.7.2.9.4 Cálculo de flechas

Las flechas obtenidas para la viga y-y con impacto se muestran en la Tabla 69 y Tabla 70

Tabla 69: Cálculo de flechas instantánea viga Y-Y con impacto

Inercia Total (cm⁴)	170602,35
Longitud del tramo (cm)	470
Longitud del tramo (cm⁴)	48796810000
W (Kg/m) (CP+CV)	2588,70
Carga por tabiquería (Kg/m)	840
(W*L⁴) / (E*I)	41,92
Δ instantaneo (cm)	0,22

Fuente: Autores

Tabla 70: Cálculo de flecha diferida viga Y-Y con impacto

Calculo de la Flecha diferida	
Longitud del tramo (cm⁴)	48796810000
Carga por tabiquería (Kg/m)	990
W (Kg/m) (CP+0.2CV)	2212,7
(W*L⁴) / (E*I)	39,16
Δ diferido (cm)	0,41
Δ Total (cm)	0,63
Δ Permitido (cm)	0,98
Si chequea por rigidez	

Fuente: Autores

3.7.2.9.5 Diseño por corte

Las varillas necesarias para resistir el corte en la viga Y-Y se muestran en la Tabla 71 y Tabla 72

Tabla 71: Diseño por corte viga Y-Y con impacto (apoyo 1 - 3)

	Apoyo 1 (der)	Apoyo 2 (izq)	Apoyo 2 (der)	Apoyo 3 (izq)	Apoyo 3 (der)
Cortante último Vu (Kg)	7210,44	13045,69	5439,77	8544	5786,52
Corte que resiste el concreto Vc (Kg)	11330,80	11330,80	11330,80	11330,80	11330,80
Diámetro de la varilla	10	10	10	10	10
Numero de ramas	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
Área de corte (cm2)	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
Corte resistido por el acero Vs (Kg)	25289,82	25289,82	25289,82	25289,82	25289,82
Cortante nominal Vn (kg)	36620,62	36620,62	36620,62	36620,62	36620,62

Fuente: Autores

Tabla 72: Diseño por corte viga Y-Y (apoyo 4-6)

	Apoyo 4 (izq)	Apoyo 4 (der)	Apoyo 5 (izq)	Apoyo 5 (der)	Apoyo 6 (izq)
Cortante último Vu (Kg)	2883,28	6373,51	13185,35	3207,25	6565,65
Corte que resiste el concreto Vc (Kg)	11330,80	11330,80	11330,80	11330,80	11330,80
Diámetro de la varilla	10	10	10	10	10
Numero de ramas	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
Área de corte (cm2)	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
Corte resistido por el acero Vs (Kg)	25289,82	25289,82	25289,82	25289,82	25289,82
Cortante nominal Vn (kg)	36620,62	36620,62	36620,62	36620,62	36620,62

Fuente: Autores

3.7.2.9.6 Corte por capacidad

$$M_i, M_j = 23979,49 \text{ Kg} * m \text{ (tomado de Robot)}$$

$$V_p = \frac{23979,49 + 23979,49}{3.35} = 14316,11 \text{ Kg}$$

$$V_s = 25289,82 \text{ Kg}$$

$$V_s > V_p$$

Se cumple la condición por lo tanto el acero de refuerzo transversal colocado es el correcto.

3.7.2.9.7 Diseño por torsión

$$T_u = 328,62 \text{ Kg} * m \text{ (tomado de Robot)}$$

El diseño por torsión se indica en la Tabla 73

Tabla 73: Cálculo del momento torsor crítico para viga Y-Y con impacto

Xo (cm)	47,4
Yo (cm)	67,4
Pcp (cm)	229,6
Acp (cm)	3194,76
Torsor crítico Tcr (Kg.m)	1368,729

Fuente: Autores

$$T_{cr} > T_u$$

Se cumple la condición por lo tanto no se requiere acero por torsión

3.7.2.9.8 Armado de la viga

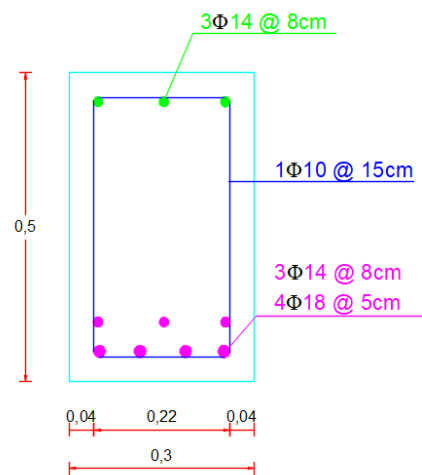


Figura 63: Armado de viga Y-Y con impacto

Fuente: Autores

Este procedimiento añadiendo el impacto debe ser realizado para el suelo A y C. A continuación, se presenta la Tabla 74 con los resultados obtenidos para el acero de refuerzo positivo y negativo para los 3 tipos de suelos.

Tabla 74: Resumen del acero de refuerzo positivo y negativo para la viga Y-Y con impacto y 3 tipos de suelos

DIRECCIÓN Y-Y			
Tipo de suelo	Suelo A	Suelo C	Suelo E
Sección (cm)	30x50		
As negativo (cm ²)	6,27	9,29	14,74
As positivo (cm ²)	4,60	4,60	4,60
DIRECCIÓN X-X			
Tipo de suelo	Suelo A	Suelo C	Suelo E
Sección (cm)	35x50		
As negativo (cm ²)	7,25	12,29	19,65
As positivo (cm ²)	5,48	5,48	5,48

Fuente: Autores

3.7.3 Diseño de columnas

Las secciones presentadas en el pre diseño son insuficientes para resistir las cargas actuantes sobre la estructura; por lo tanto, las secciones adoptadas se indican en la Figura 64:

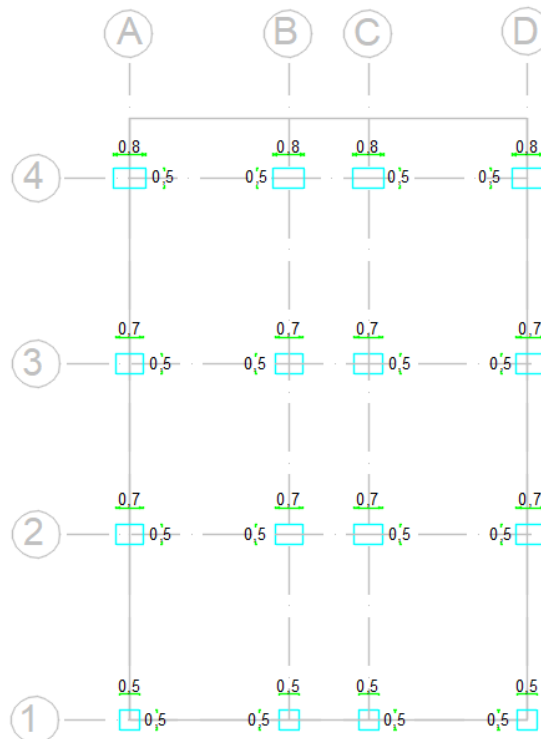


Figura 64: Secciones definitivas de columnas.

Fuente: Autores

A continuación, se indica el diseño para la sección ubicada en los ejes B-2

3.7.3.1 Resumen de resultados obtenidos de *Robot Structural Analysis*

- Combinación de diseño:
1.2Cp+1Sx+1Cv+0.2Granizo (A)
- Fuerzas internas y de diseño:
N = 174101,02 (kgf) My = -2095,54 (kgf*m) Mz = -51777,51 (kgf*m)
- Cuantía de acero :
 $\rho=1,10\% > 1\%$ * **cumple**

3.7.3.1.1 Refuerzo longitudinal

El refuerzo obtenido se muestra en la Figura 65

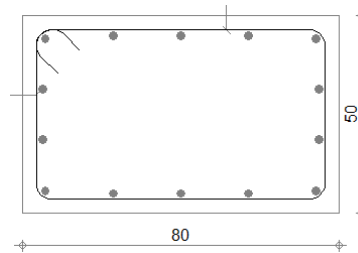


Figura 65: Columna 80x50 suelo E

Fuente : Autores

Separación x : $(80-2*4-4*2,0)/(5-1)=15,5 \text{ cm} > 2,5 \text{ cm}$ *

cumple

Separación y : $(50-2*4-5*2,0)/(3-1)=11,3 \text{ cm} > 2,5 \text{ cm}$ *

cumple

El refuerzo longitudinal es: 14 $\Phi 20$; longitud = 3,10 m

3.7.3.1.2 Refuerzo transversal

Longitud de la zona de confinamiento : $2h=2*50=100 \text{ cm}$

Separación en la zona de confinamiento: $d/4=(50-4)/4=11,5\text{cm}$

$6\Phi(\text{long})=6*2,0=12\text{cm}$

20cm

Separación en la zona no confinada : $d/2=(50-4)/ 2=23 \text{ cm}$

El refuerzo transversal es : 1 $\Phi 10$ @ 10 cm; longitud : 1,00m

1 $\Phi 10$ @ 20 cm; longitud : 1,1m

3.7.3.1.3 Diagrama de interacción de la columna

El diagrama de interacción de columnas (Figura 66) permite conocer la falla balanceada la cual indica el punto donde se cambia del estado frágil al estado dúctil siendo el estado dúctil el que se desea para los elementos estructurales.

A continuación se presenta el diagrama de interacción para la columna de 80x50 en donde se evidencia que las solicitaciones actuantes sobre ella se encuentran dentro del diagrama lo que indica que esta sección es capaz de resistir dichas solicitaciones.

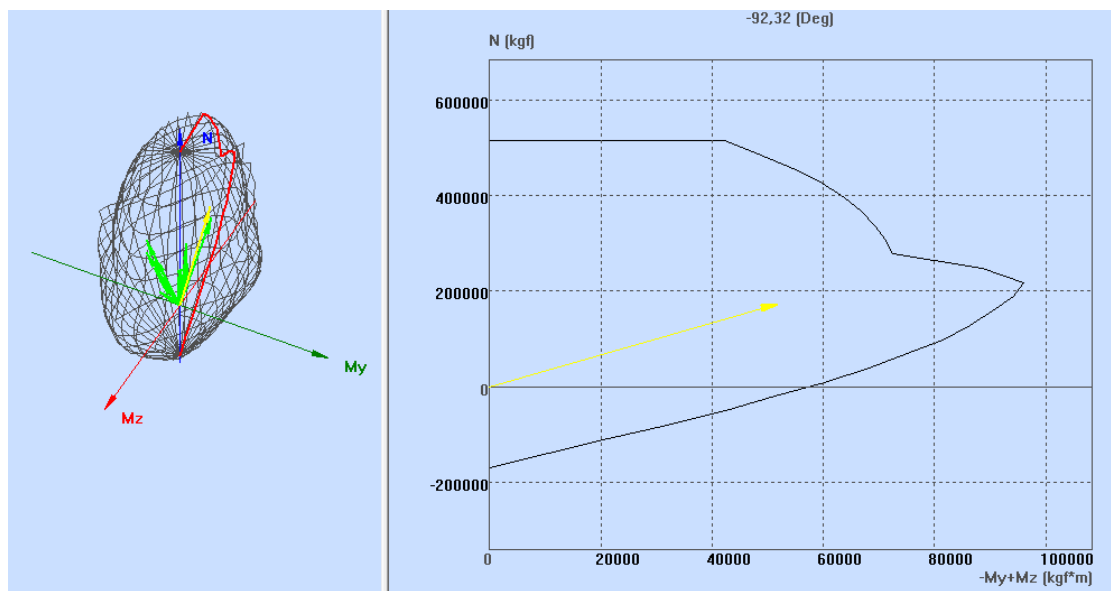


Figura 66: Diagrama de interacción de la columna 80x50 suelo E.

Fuente : Autores

Este procedimiento se realizó para todas las secciones de columnas y tipos de suelo. A continuación en la Tabla 75, Tabla 76 y Tabla 77 se indica un resumen de los resultados

Tabla 75: Resultados para columnas suelo E

Sección (cm)	N (kg)	My (kg*m)	Mz (kg*m)	Cuantía (%)
80X50	174101,02	-2095,54	-51777,51	1,10
70X50	125449,22	-31043,23	-3069,92	1,26
50X50	98786,40	-3169,86	-20946,58	1,22

Fuente : Autores

Tabla 76: Resultados para columnas suelo C

Sección (cm)	N (kg)	My (kg*m)	Mz (kg*m)	Cuantía (%)
80X50	177113,10	-2114,20	-54493,20	1,10
70X50	171050,20	-1714,10	-32740,30	1,08
50X50	94470,90	-3111,80	-18294,90	1,02

Fuente : Autores

Tabla 77: Resultados para columnas suelo A

Sección (cm)	N (kg)	My (kg*m)	Mz (kg*m)	Cuantía (%)
80X50	123777,60	-16951,60	-2175,20	1,10
70X50	152457,40	-1674,10	-32871,20	1,08
50X50	83542,40	-2087,30	-11565,80	1,02

Fuente : Autores

3.7.4 Diseño de cimentaciones

3.7.4.1 Zapatas aisladas

A continuación en la Tabla 78, Tabla 79 y Tabla 80 se indica el diseño de la zapata aislada ubicada en el eje A-2

Tabla 78: Cargas y momentos obtenidos de Robot para zapata A-2 suelo E

Cargas y momentos:	
P(Tn)	78,159
Mx(Tn*m)	0,63
My(Tn*m)	1,4847

Fuente : Autores

Tabla 79: Datos del suelo E

Datos del suelo:	
qn(Tn/m2)	11,6
qa(Tn/m2)	15
Df (m)	2
γs (Tn/m3)	1,7

Fuente : Autores

Tabla 80: Datos para el diseño de zapata A-2 suelo E

f'c(kg/cm²)	240
f'y(kg/cm²)	4200
γh (Tn/m³)	2,4
D(Tn/m²)	0,43
L(Tn/m²)	0,2
B col(m)	0,8
H col(m)	0,5
B pedestal(m)	0,9
H pedestal(m)	0,6

Fuente : Autores

En primer lugar se calcula el peso del pedestal y la carga actuante sobre la zapata

$$P_{\text{pedestal}} = b_{\text{pedestal}} * h_{\text{pedestal}} * Df * \gamma h$$

$$P_{\text{pedestal}} = 0,90 * 0,60 * 2 * 2,40 = 2,592 T$$

$$P_{\text{zapata}} = P + P_{\text{pedestal}}$$

$$P_{\text{zapata}} = 78,159 + 2,592 = 80,751 T$$

Se calcula el momento equivalente y excentricidad de la cimentación con la Ecuación 42 y Ecuación 43

$$M_{eq} = \sqrt{M_x^2 + M_y^2} \quad \text{Ecuación 42}$$

$$e = \frac{M_{eq}}{P_{\text{zapata}}} \quad \text{Ecuación 43}$$

Dónde:

- M_{eq} : momento equivalente
- M_x, M_y : momentos transmitidos a la cimentación obtenidos del software
- e : excentricidad de la cimentación
- P : carga transmitida a la cimentación obtenido del software

Reemplazando en la Ecuación 42 y Ecuación 43 se tiene :

$$M_{eq} = \sqrt{0,63^2 + 1,485^2} = 1,613 T * m$$

$$e = \frac{1,613}{80,751} = 0,020 m$$

Se calcula la sobrecarga

$$W = Df * \gamma_s$$

$$W = 2 * 1,70 = 3,40 T/m^2$$

La capacidad nominal de la zapata es :

$$q_n = q_a - W$$

$$q_n = 15 - 3,40 = 11,60 T/m^2$$

Para determinar las dimensiones de las zapatas se usa la Ecuación 44:

$$q_n = \frac{P_{zapata}}{A} \quad \text{Ecuación 44}$$

Dónde:

- q_n : capacidad nominal de la cimentación
- A : Area de la cimentación

Reemplazando en la Ecuación 44 se tiene:

$$A = \frac{80,751}{11,60} = 6,96 m^2$$

Por lo tanto, las dimensiones de la zapata son las mostradas en la Tabla 81:

Tabla 81: Dimensiones de zapata aislada A-2 suelo E

L(m)	3,231	*calculado
B(m)	2,154	*calculado
L(m)	3,30	medida constructiva
B(m)	2,20	medida constructiva

Fuente: Autores

Con las dimensiones calculadas se prosigue a determinar los esfuerzos de la cimentación con la Ecuación 45:

$$\sigma = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) \quad \text{Ecuación 45}$$

Dónde:

- P : carga transmitida a la cimentación
- e : excentricidad de la cimentación
- A : área de la cimentación
- σ : Esfuerzos en la base de la cimentación

- L : longitud de la cimentación

Reemplazando se tiene :

$$\sigma_1 = \frac{80,751}{3,30 * 2,20} \left(1 - \frac{6 * 0,020}{3,30} \right) = 10,72 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{80,751}{3,3 * 2,2} \left(1 + \frac{6 * 0,02}{3,3} \right) = 11,53 \text{ T/m}^2$$

Se verifica que σ_2 sea menor que q_n :

$$11,53 \frac{T}{m^2} < 11,60 \frac{T}{m^2} \therefore \text{Cumple la verificación por capacidad del suelo}$$

3.7.4.1.1 Pre dimensionamiento del espesor de la zapata H

Se calcula el factor de mayoración con la Ecuación 46:

$$FM = \frac{1,2D * 1,6L}{D + L} \quad \text{Ecuación 46}$$

Dónde

- D: Carga muerta
- L: Carga viva

$$FM = \frac{1,2 * 0,43 + 1,6 * 0,2}{0,43 + 0,2} = 1,327$$

Se determina V_c con la Ecuación 47:

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} \quad \text{Ecuación 47}$$

$$V_c = 0,53 * \sqrt{240} = 8,21 \frac{Kg}{cm^2} = 82,10 \frac{T}{m^2}$$

Se determina el esfuerzo promedio

$$\sigma_{prom} = \frac{11,53 + 10,71}{2} = 11,12 \frac{T}{m^2}$$

Se calcula d con la Ecuación 48:

$$d = \frac{\frac{L}{2} - \frac{b_{pedestal}}{2}}{\frac{V_c * 0,75}{\sigma_{prom} * FM} + 1} \quad \text{Ecuación 48}$$

$$d = \frac{\frac{3,30}{2} - \frac{0,90}{2}}{\frac{82,10 * 0,75}{11,12 * 1,327} + 1} = 0,23 \text{ m}$$

$$H \text{ zapata} = d + rec$$

$$H \text{ zapata} = 0,23 + 0,075 = 0,307 \text{ m}$$

$$H \text{ zapata} = 0,35 \text{ m}$$

3.7.4.1.2 Verificación por corte por punzonamiento

Se calcula V_c con la Ecuación 49:

$$V_c = 1,06 * \sqrt{f'c} \quad \text{Ecuación 49}$$

$$V_c = 1,06 * \sqrt{240} = 16,42 \frac{Kg}{cm^2} = 164,21 \frac{T}{m^2}$$

Se calcula el perímetro de punzonamiento b_o con la Ecuación 50:

$$b_o = 2(b \text{ pedestal} + d) + 2(h \text{ pedestal} + d) \quad \text{Ecuación 50}$$

$$d = 0,35 - 0,075 = 0,275 \text{ m}$$

$$b_o = 2(0,9 + 0,275) + 2(0,7 + 0,275) = 4,10 \text{ m}$$

Se determina el área de corte A_o con la Ecuación 51:

$$A_o = (b \text{ pedestal} + d) * (h \text{ pedestal} + d) \quad \text{Ecuación 51}$$

$$A_o = (0,90 + 0,275) * (0,6 + 0,275) = 1,028 \text{ m}^2$$

Se calcula V_u con la Ecuación 52:

$$V_u = \sigma_{prom} * ((L * B) - A_o) * FM \quad \text{Ecuación 52}$$

$$V_u = 11,12 * ((3,30 * 2,20) - 1,028) * 1,327 = 91,98 T$$

Se obtiene U_u con la Ecuación 53:

$$U_u = \frac{V_u}{\phi * b_o * d}; \phi = 0,75 \quad \text{Ecuación 53}$$

$$U_u = \frac{91,98}{0,75 * 4,10 * 0,275} = 108,77 \frac{T}{m^2}$$

Se verifica que U_u sea menor que V_c

$$108,77 \frac{T}{m^2} < 164,21 \frac{T}{m^2} \therefore \text{el espesor de la zapata es adecuado}$$

3.7.4.1.3 Armadura longitudinal

Primero se obtiene el momento último de la sección con la Ecuación 54:

$$Mu = FM * \frac{L1^2}{6} * (2 * \sigma_2 + qc) \quad \text{Ecuación 54}$$

Dónde:

$$L1 = \frac{L}{2} - \frac{b_{pedestal}}{2}$$

$$qc = \sigma_2 - \frac{(\sigma_2 - \sigma_1) * L1}{L}$$

Reemplazando los datos se tiene el momento último de la Tabla 82:

Tabla 82: Momento último para acero longitudinal zapata A-1 suelo E

L1(m)	1,2
qc(tn/m2)	11,233
Mu(Tn*m)	10,9193

Fuente: Autores

Para el cálculo de la armadura longitudinal se utiliza la Ecuación 25 y Ecuación 26 presentadas anteriormente. Los resultados se indican en la Tabla 83

Tabla 83: Cálculo de acero longitudinal zapata D-5 suelo E

R	0,06685
q'	0,06970
As(cm2/m2)	10,95
Asmin(cm2/m2)	9,1666
AsT(cm2/m2)	0,3595
Ascol(cm2/m2)	10,95
As(cm2)	24,10
Separación(m)	0,15
#varillas	15,00
As unitaria(cm2)	1,61
Φ(mm)	16

Fuente: Autores

3.7.4.1.4 Acero transversal

Se calcula el momento último con la Ecuación 55

$$Mu = \sigma_{prom} * L^2 * FM$$

Ecuación 55

Dónde

$$L2 = \frac{B}{2} - \frac{b_{pedestal}}{2}$$

Reemplazando se obtienen los resultados mostrados en la Tabla 84

Tabla 84: Momento último para acero transversal zapata D-5 suelo E

L1(m)	0,65
Mu(Tn*m)	3,118

Fuente: Autores

Con la Ecuación 25 y Ecuación 26 se obtienen los resultados para el acero transversal de la zapata indicados en la Tabla 85:

Tabla 85: Cálculo de acero transversal zapata D-5 suelo E

d'(m)	0,267
R	0,02025
q'	0,02050
As(cm2/m2)	3,13
Asmin(cm2/m2)	8,90
AsT°(cm2/m2)	0,36
Ascol(cm2/m2)	8,90
As(cm2)	29,37
Separación(m)	0,15
#varillas	22,00
As unitaria(cm2)	1,34
Φ(mm)	14

Fuente: Autores

3.7.4.2 Zapatas combinadas

Para determinar las dimensiones L y B de la zapata combinada se ocupará la Ecuación 56 y Ecuación 57

$$L = 2 * \left(x + \frac{h1}{2} \right)$$

Ecuación 56

$$B = \frac{\Sigma P}{qa * L}$$

Ecuación 57

Dónde:

- L: longitud de la zapata combinada
- h: altura de la sección del pedestal
- P: carga proveniente de la superestructura
- qa: carga admisible del suelo
- B: base de la zapata combinada
- X: distancia donde se ubica la fuerza resultante de la zapata combinada

A continuación, en la Tabla 86 se indica el procedimiento utilizado para el dimensionamiento de la zapata combinada ubicada en los ejes B-3 y C-3 para el suelo tipo E:

Tabla 86: Datos para el diseño de zapata combinada B-3 – C-3 suelo E

Cargas y momentos:	
P1 (col D2)(Tn)	104,13
M1 (col D2) (Tn*m)	0,7258
P2(col D3) (Tn)	107,83
M2(col D3)(Tn*m)	0,9543
qa(Tn/m2)	104,13
f'c(kg/cm2)	240
f'y(kg/cm2)	4200
D(Tn/m2)	0,43
L(Tn/m2)	0,2
Datos de columnas	
b1 col D2(cm)	0,5
h1 col D2(cm)	0,7
b2 col D3(cm)	0,5
h2 col D3(cm)	0,7
Distancia de columna a columna (m)	2

Fuente: Autores

Como primer punto se debe realizar el pre diseño de la longitud L y B para la zapata combinada ocupando la Ecuación 56 y Ecuación 57 como se indica en la Tabla 87

Tabla 87: Pre diseño L y B para zapata combinada B-3 - C-3

x(m)	1,03
L(m)	2,75
L constructivo (m)	4,00
B(m)	3,53
B constructivo (m)	3,6

Fuente: Autores

Puesto que con la dimensión de 2,758 no cumplen los esfuerzos del suelo se aumenta B = 4,00m como se indica en la Tabla 87

3.7.4.2.1 Verificación de los esfuerzos del suelo

Para esta verificación se ocupará la Ecuación 58 y Ecuación 59:

$$q = \frac{\Sigma P}{qa * L} \quad \text{Ecuación 58}$$

$$qu = q * FM \quad \text{Ecuación 59}$$

El factor de mayoración FM será calculado con la Ecuación 46 indicada anteriormente.

Se obtienen los resultados presentados en la Tabla 88:

Tabla 88: Verificación del esfuerzo del suelo

q(T/m2)	14,72	qa>q Cumple
FM	1,3	
qu(T/m2)	19,53	
qu(T/m)	70,32	

Fuente: Autores

3.7.4.2.2 Determinación del espesor de la zapata combinada

Vc será calculado con la Ecuación 49

- Columna 1 (Tabla 89)

Tabla 89: Calculo del espesor de la zapata combinada

vc (T/m2)	164,21
d(m)	0,398
H(m)	0,473
H constructivo(m)	0,50
d constructivo(m)	0,425

Fuente: Autores

- Columna 2 (Tabla 90)

Tabla 90: Revisión del espesor de zapata combinada

Vc (T/m2)	164,21	
Área corte(m2)	1,041	
Per corte(m)	4,1	
Vu (T)	122,77	
Uu (T/m2)	93,94	Ok, no falla columna 2

Fuente: Autores

Se calcula Vu con la Ecuación 60

$$Vu = P2 * FM - (\text{Área de corte} * qu) \quad \text{Ecuación 60}$$

Uu será calculado con la Ecuación 53 y Ecuación 58 con $\Phi=0,85$ y se verificará que Uu sea menor que Vc.

3.7.4.2.3 Verificación de corte como viga

Para esta verificación se deben obtener los diagramas de corte y momento considerando las fuerzas inducidas sobre la cimentación como se indica en la Figura 67:

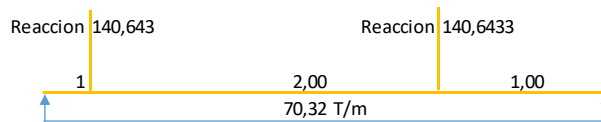


Figura 67: Esquema de las fuerzas actuantes sobre la zapata combinada

Fuente: Autores

Se obtienen los diagramas de corte y momento presentados en la Figura 68:

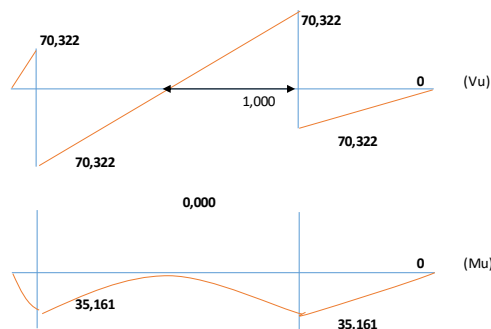


Figura 68: Diagramas de corte y momento para zapata combinada B-3 - C-3 suelo E.

Fuente: Autores

Para esta verificación se ocupa la Ecuación 61:

$$Vu = Vmáx - \left(d \text{ constructivo} + \frac{b1}{2} \right) * qu \quad \text{Ecuación 61}$$

La revisión se muestra en la Tabla 91

Tabla 91: Revisión de corte como viga para la zapata combinada B-3 - C-3 suelo E

vc(T/m2)	82,107	
Vmax(T)	70,322	Tomado del diagrama de corte
Vu(T)	22,855	
Uu(T/m2)	19,92	Ok, no falla por corte como viga

Fuente: Autores

3.7.4.2.4 Verificación del espesor necesario por flexión

Para esta verificación se toma el momento máximo y se reemplaza en la Ecuación 62

$$d \text{ flexión} = 0,07 * \sqrt{\frac{Mmáx}{FM * B}} \quad \text{Ecuación 62}$$

Reemplazando se tiene:

$$d \text{ flexión} = 0,07 * \sqrt{\frac{35,16}{1,30 * 3,3}} = 0,19 \text{ m}$$

Se verifica que:

$$d \text{ flexión} < d \text{ constructivo}$$

$$0,19 \text{ m} < 0,425 \text{ m} \therefore \text{El espesor adoptado es correcto}$$

3.7.4.2.5 Acero longitudinal

El resultado del acero se muestra en la Tabla 92 y Tabla 93

Tabla 92: Cálculo del acero longitudinal superior

As min(cm2/m)	14,17
As min(cm2)	51,00
Momento 1	35,161
R	0,090121
q'	0,095484
As1(cm2/m)	23,18906
As1(cm2)	83,481

Tabla 92: Continuación

As colocar(cm2)	83,48
#varillas	19
Φmm	25
Momento 2	103,520
R	0,265333
q'	0,329007
As2(cm2/m)	79,90
As2(cm2)	263,676
As colocar(cm2)	263,68
#varillas	33
Φ mm	32

Fuente: Autores

Tabla 93: Cálculo de acero longitudinal inferior

Momento 3	35,161
R	0,090121
q'	0,095484
As3(cm2/m)	23,19
As3(cm2)	83,481
As colocar(cm2)	83,48
#varillas	19
Φmm	25

Fuente: Autores

3.7.4.2.6 Acero transversal

Será calculado con la Ecuación 63

$$As_{temperatura} = 0,002 * b * d \quad \text{Ecuación 63}$$

El acero de refuerzo transversal se calculará como se muestra en la Tabla 94 y el acero por temperatura como se indica en la Tabla 95

Tabla 94: Cálculo del acero transversal para zapata combinada B-3 - C-3 suelo E

Columna 1		Columna 2	
l(m)	1,55	l(m)	1,55
l'(m)	0,819	l'(m)	1,1375
Pu(T)	138,1884114	Pu(T)	143,09812
qu(T/m²)	46,883	qu(T/m²)	34,945
Mu'(T*m/m)	56,319	Mu'(T*m/m)	41,977
Mu(T*m)	46,111	Mu(T*m)	47,7491
Asmin(cm²/m)	14,17	A smin(cm²/m)	14,167
Asmin(cm²)	11,60	As min(cm²)	16,115
R	0,144351	R	0,107592
q'	0,159273	q'	0,115430
As(cm²/m)	38,68	As(cm²/m)	28,03
As(cm²)	31,67	As(cm²)	31,89
As colocar(cm²)	31,67	As colocar(cm²)	31,89
#varillas	13	#varillas	15
Φ mm	18	Φmm	18

Fuente: Autores

Tabla 95: cálculo de acero por temperatura

Temperatura	
As temp(cm²/m)	8,5
As temp(cm²/)	30,6
As colocar(cm²)	30,60
#varillas	19
Φmm	16

Fuente: Autores

A continuación, se presentan 3 gráficos (Figura 69, Figura 70 y Figura 71) con las secciones de zapatas obtenidas para todas las columnas y los diferentes tipos de suelos.

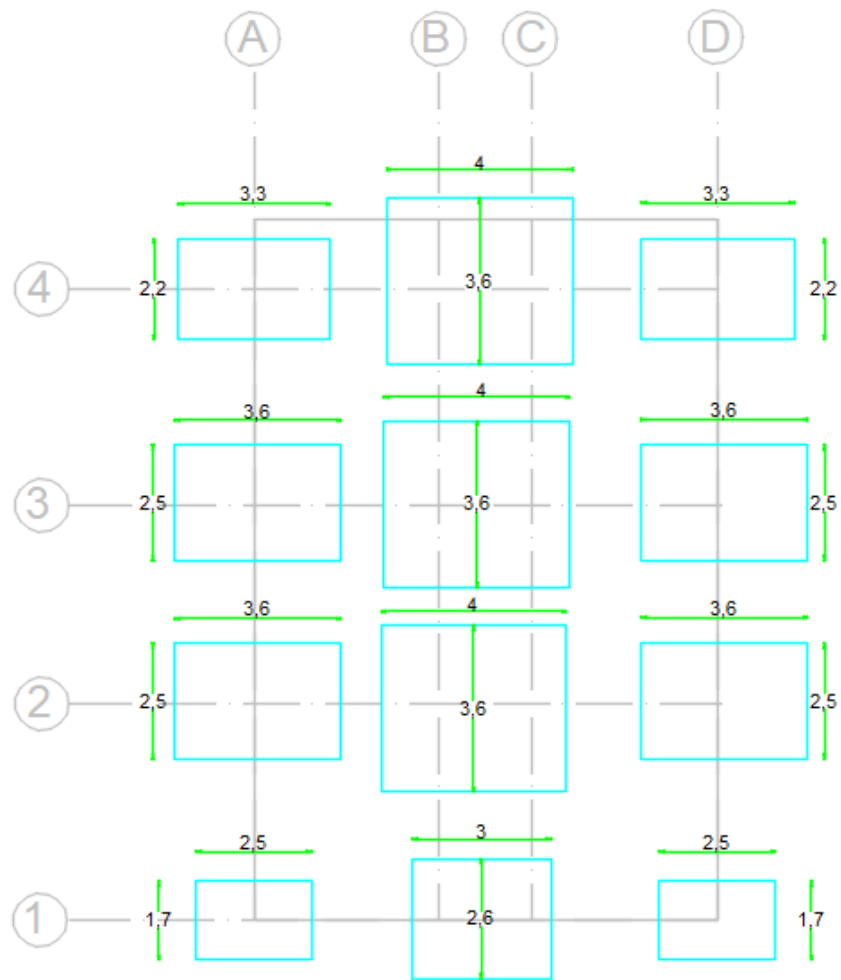


Figura 69: Zapatas suelo E.

Fuente: Autores

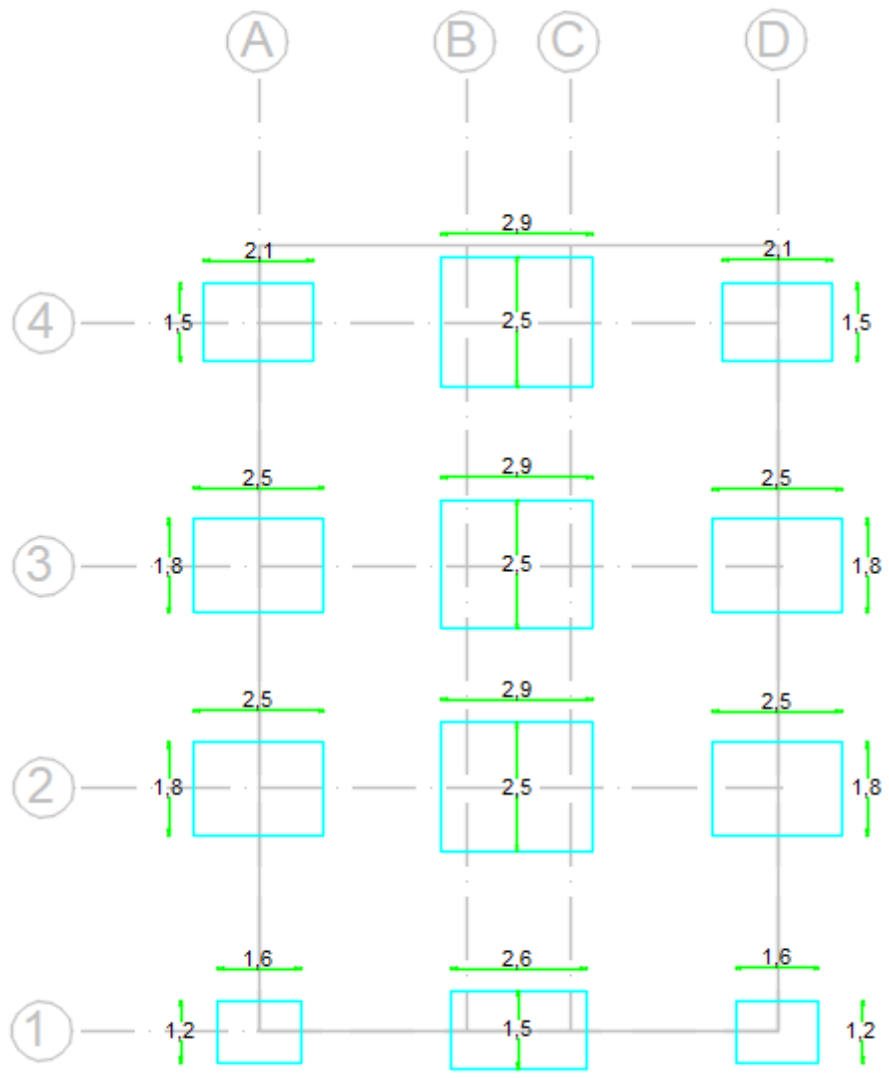


Figura 70: Zapatas suelo C.

Fuente: Autores

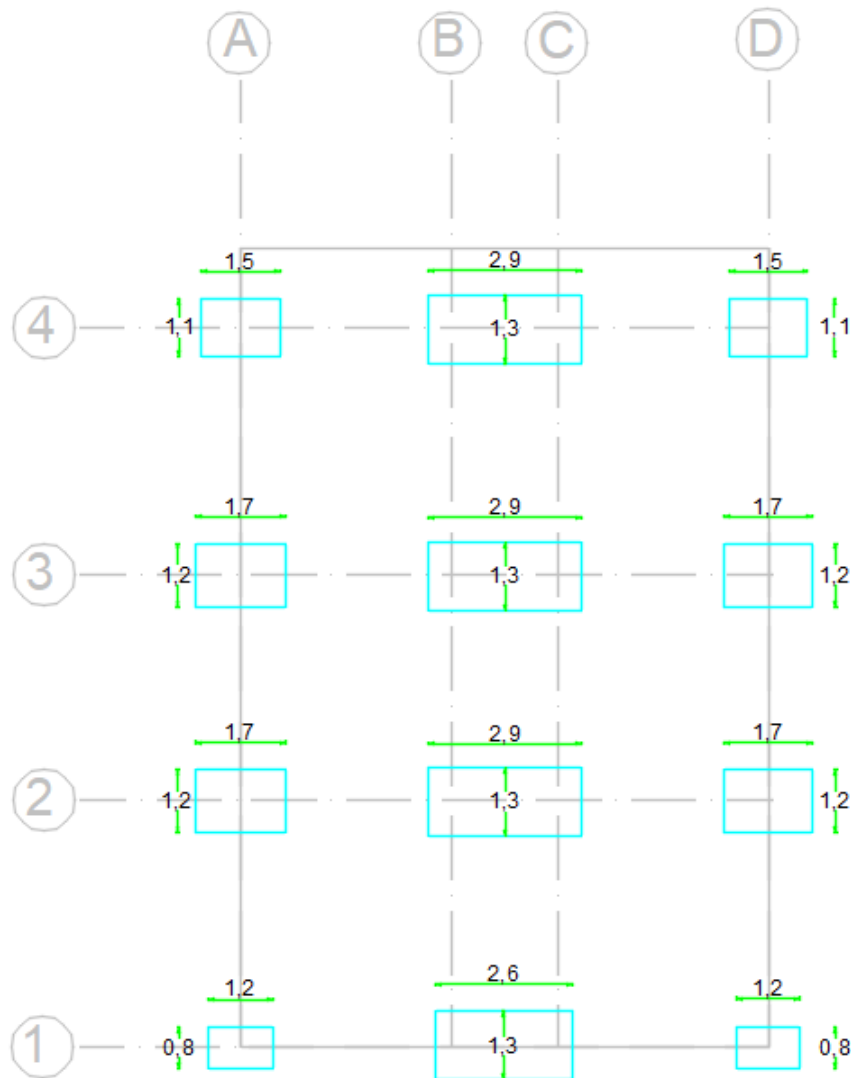


Figura 71: Zapatas suelo A.

Fuente: Autores

3.7.4.2.7 Distancia entre zapatas

Una vez obtenidas las dimensiones de las zapatas, se debe comprobar que la distancia entre zapata y zapata es la apropiada (Figura 72), así garantizando la seguridad de la base de la estructura; para este efecto se ocuparán las siguientes expresiones tomadas de (Pérez Valcárcel, 2013), ya que según la normativa utilizada en el diseño de fundaciones, no se especifica una distancia mínima entre fundaciones para distintos tipo de suelo, por lo que se procedió a tomar como criterio de afectación entre las mismas, y concluyendo en base a ello, que no hay afectación entre las fundaciones para los diferentes tipos de suelo utilizados.

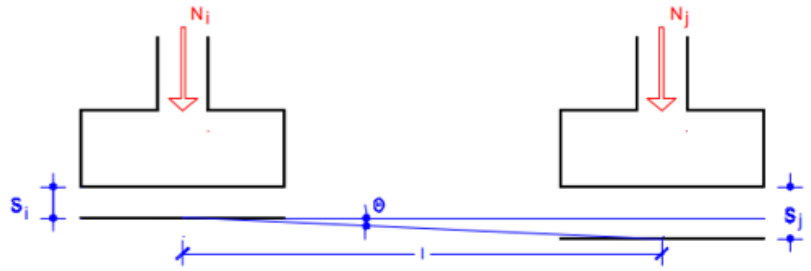


Figura 72: Fisuración entre zapatas

Fuente: (Pérez Valcárcel, 2013)

Se procede a verificar que se cumpla con la siguiente condición:

$$tg\Phi < \frac{1}{500} \quad \text{No se produce fisuración}$$

En la Tabla 96 se muestran los valores obtenidos de asentamientos para las zapatas pertenecientes al eje B en el suelo tipo E que corresponde al caso más crítico.

Tabla 96: asentamientos de las zapatas suelo E eje B

EJE B	EJE 1	2.122	mm
	EJE 2	2.147	mm
	EJE 3	2.218	mm
	EJE 4	2.113	mm

Fuente: Autores

$$tg \phi = \frac{2.147 - 2.122}{4.7 * 1000} = 5.319 * 10^{-6}$$

$$tg \phi = \frac{2.218 - 2.147}{4.3 * 1000} = 1.651 * 10^{-5}$$

$$tg \phi = \frac{2.218 - 2.113}{4.7 * 1000} = 2.234 * 10^{-5}$$

Todos los resultados se encuentran por debajo del límite establecido para que no haya fisuración (1/500), por lo que se puede concluir que no se produce fisuración por asentamiento por lo tanto la distancia entre zapatas es aceptable.

3.7.5 Diseño de cadenas de amarre

Para el diseño de las cadenas de amarre se requiere conocer el Momento último en la base de las columnas. Para ello se toman los datos obtenidos de *Robot Structural Analysis*.

La combinación de carga más desfavorable es: 1.2D + 1Sx + 1 L

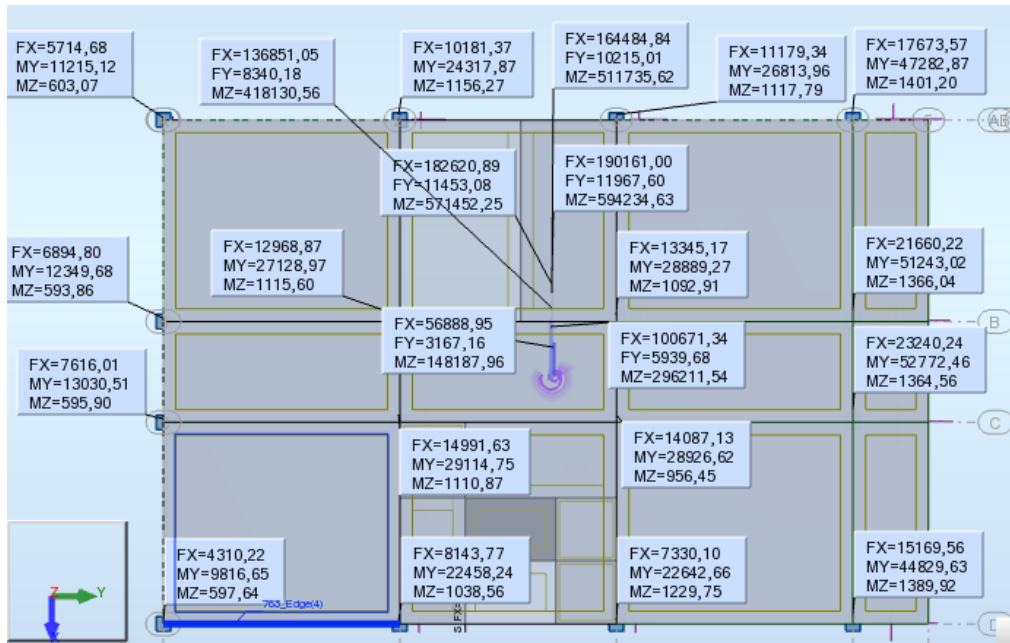


Figura 73: Momentos últimos en la base de la columna Suelo E.

Fuente: Autores

De la Figura 73 se obtiene que $Mu_{\text{máx}} = 52772,46 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

3.7.5.1 Diseño a flexión

El diseño a flexión consiste en determinar el acero longitudinal de la cadena para lo cual se ocupará la Ecuación 64

$$Vu = \frac{Mu}{x} \quad \text{Ecuación 64}$$

Dónde:

- Vu: Fuerza sobre la cadena
- Mu: momento último de la cadena
- X: profundidad a la que se ubica el eje de la cadena

Por lo tanto, asumiendo una sección de 50x50 para las cadenas, se tienen los siguientes resultados:

$$Vu = \frac{52772,46}{2 - \frac{0,5}{2}} = 30155,69 \text{ Kg}$$

El acero longitudinal se calculará así:

$$As = \frac{Vu}{\phi * fy}$$

$$As = \frac{30155,69}{0,9 * 4200} = 7,98 \text{ cm}^2 = 4\phi 16\text{mm}$$

$$As \text{ min} = \frac{14}{4200} * 50 * 46 = 7,67 \text{ cm}^2$$

3.7.5.2 Diseño a cortante

$$Vc \text{ máx} = 2,1 * \sqrt{f'c}$$

$$Vc \text{ máx} = 2,1 * \sqrt{240} = 32,53 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo último a corte será

$$Uu = \frac{Vu}{\phi * b * d}$$

$$Uu = \frac{30155,69}{0,85 * 50 * 46} = 15,42 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Se verifica que se cumpla la siguiente condición

$$Vc > Uu$$

$$32,52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 15,42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \therefore \text{Cumple la condición}$$

El refuerzo transversal es:

$$ust = Uu - Vcu$$

$$Vcu = 0,53 * \sqrt{240} = 8,21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$ust = 15,42 - 8,21 = 7,21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Entonces:

$$V_{st} = \frac{U_{st}}{\phi} * b * d$$

$$V_{st} = \frac{7,21}{0,75} * 50 * 46 = 22110,67 \text{ kg}$$

El acero transversal por unidad de longitud será:

$$A_v = \frac{V_{st}}{f_y * d}$$

$$A_v = \frac{22110,67}{4200 * 46} = 0,11 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Asumiendo un espaciamiento de 10 cm se tiene:

$$A_v = 0,11 * 10\text{cm} = 1,10 \text{ cm}^2 = 1e\phi 12\text{mm}@10\text{cm}$$

A continuación, en la Tabla 97 se presenta un resumen de los resultados obtenidos en el diseño de cadenas para los 3 tipos de suelos:

Tabla 97: Diseño de cadenas para los 3 tipos de suelos

Tipo de suelo		Suelo A	Suelo C	Suelo E
Diseño a flexión				
M Robot	T*m	33898,80	55311,40	52772,46
x	m	1,75	1,75	1,75
Vu	T	19370,74	31606,51	30155,69
b cadena	cm	50,00	50,00	50,00
h cadena	cm	50,00	50,00	50,00
As min	cm ²	7,67	7,67	7,67
As long.	cm ²	5,12	8,36	7,98
# varillas		3,00	4,00	4,00
Armado		3 Ø 16	4 Ø 16	4 Ø 16
Diseño a Corte				
Vc	Kg/cm ²	32,53	32,53	32,53
Uu	Kg/cm ²	9,91	16,17	15,42
Vc > Uu		Cumple	Cumple	Cumple
Vcu	Kg/cm ²	8,21	8,21	8,21
Ust	Kg/cm ²	1,70	7,96	7,21
Vst	Kg	5205,92	24399,29	22123,49
Av/s	cm ²	0,03	0,13	0,11
s	cm	15,00	8,00	10,00
Av	cm ²	0,45	1,04	1,10
Armado		1e10mm@15	1e12mm@8cm	1e12mm@10cm

Fuente: Autores

3.8 Interpretación de resultados

Para el análisis e interpretación de resultados se ocuparan las normas (ACI 318, 2014) (NEC_SE_DS, 2015) (NEC_SE_HM, 2015) donde se indican los controles a realizar para los elementos estructurales.

3.8.1 Periodo fundamental de vibración de la estructura

El periodo fundamental “es el mayor período de vibración de la estructura en la dirección horizontal de interés.” (NEC_SE_DS, 2015, pág. 11).

Tabla 98: Periodo de vibración para la estructura con suelo tipo E

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)
5/ 1	1,27	0,78
5/ 2	1,54	0,65
5/ 3	1,73	0,58
5/ 4	3,94	0,25
5/ 5	4,87	0,21
5/ 6	5,27	0,19

Fuente : Autores

- De la Tabla 98 se obtiene que el periodo fundamental de la estructura es de 0,78 segundos. Este resultado fue obtenido a través del Método 2 descrito en (NEC_SE_DS, 2015)
- De la Tabla 11 se obtiene que el periodo fundamental de la estructura es de $T=0,715$ segundos determinado a través del Método 1 descrito en (NEC_SE_DS, 2015)

La revisión del periodo de vibración consiste en comprobar que "el valor de T_a calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de T calculado con el Método 1" (NEC_SE_DS, 2015, pág. 63); entonces:

$$\text{Método 2} < 1,3 * \text{Método 1}$$

$$0,78 \text{ segundos} < 1,3 * 0,715 \text{ segundos}$$

$$0,78 \text{ segundos} < 0,93 \text{ segundos} \rightarrow \text{cumple}$$

En la Tabla 99 se indica la revisión del periodo de vibración para los 3 tipos de suelos

Tabla 99: Revisión del periodo de vibración para los 3 tipos de suelos

	Periodo de vibración (s)		Verificación
	Método 1	Método 2	
Suelo A	0,715	0,78	Cumple
Suelo C	0,715	0,78	Cumple
Suelo E	0,715	0,78	Cumple

Fuente: Autores

3.8.2 Modos de vibración de la estructura

“Se debe considerar en el análisis todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.” (NEC_SE_DS, 2015, pág. 58)

Tabla 100: Modos de vibración para la estructura sobre suelo E

Case/Mode	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)
5/ 1	0,06	80,09	0,00
5/ 2	58,91	80,47	0,00
5/ 3	78,97	80,80	0,00
5/ 4	78,98	91,02	0,01
5/ 5	88,57	91,04	0,01
5/ 6	90,20	91,07	0,01

Fuente: Autores

De acuerdo a la Tabla 100, la participación de masa en dirección x para el sexto modo de vibración es de 90,20% cumpliendo con lo indicado anteriormente.

En la Tabla 101 se indica la revisión del % de participación de masa para los 3 tipos de suelos.

Tabla 101: Revisión del % de participación de masa para los 3 tipos de suelos

	% participación de masa	Verificación
Suelo A	90,20	Cumple
Suelo C	90,20	Cumple
Suelo E	90,20	Cumple

Fuente: Autores

3.8.3 Control de derivas

Para el cálculo de derivas se tiene la Ecuación 65 y Ecuación 66:

$$\Delta_i = 0.75 * R * \Delta_e \quad \text{Ecuación 65}$$

$$\Delta_e = \frac{\delta_2 - \delta_1}{H_i} \quad \text{Ecuación 66}$$

Dónde:

- Δ_i : deriva inelástica
- R: factor de reducción de resistencia
- Δ_e : deriva elástica
- δ : desplazamientos
- H_i : altura de entrepiso

Para calcular las derivas es necesario conocer los desplazamientos ocurridos en la estructura los cuales se indican en la Figura 74 y Figura 75:

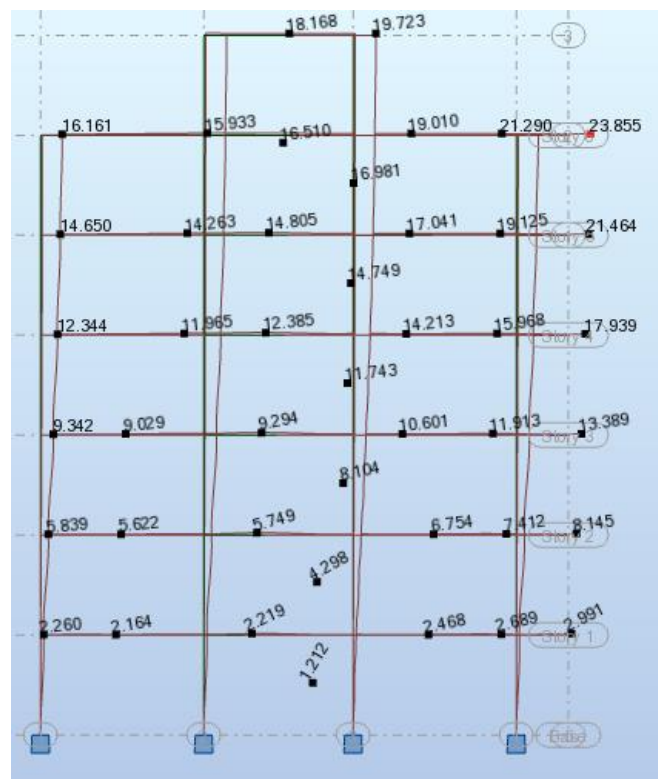


Figura 74: desplazamientos del pórtico más desfavorable en sentido X.

Fuente: Autores

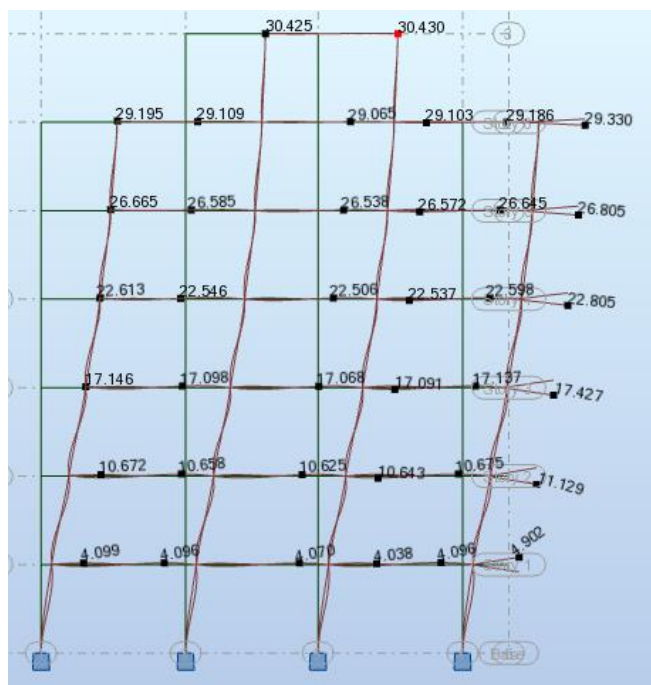


Figura 75: desplazamientos del pórtico más desfavorable en sentido Y.

Fuente: Autores

Las derivas no deben superar los valores indicados en la Tabla 102:

Tabla 102: Derivas máximas

Estructuras de:	ΔM máxima
Hormigón armado, estructura metálica y de madera	0,02
De mampostería	0,01

Fuente: (NEC_SE_DS, 2015)

Por lo tanto se obtienen los resultados mostrados en la Tabla 103 y Tabla 104:

Tabla 103: Control de derivas para el sentido X suelo E

Nivel		δ (mm)	Δe (mm/mm)	Δi (mm/mm)	$\Delta i < 0,02$
N+	2,88	2,99	0,0010	0,0062	Cumple
N+	5,76	8,15	0,0018	0,0107	Cumple
N+	8,64	13,39	0,0018	0,0109	Cumple
N+	11,52	17,94	0,0016	0,0095	Cumple
N+	14,40	21,46	0,0012	0,0073	Cumple
N+	17,28	23,86	0,0008	0,0050	Cumple

Fuente : Autores

Tabla 104: Control de derivas para el sentido Y suelo E

Nivel		$\delta(\text{mm})$	Δe (mm/mm)	Δi (mm/mm)	$\Delta i < 0,02$
N+	2,88	4,90	0,0017	0,0102	Cumple
N+	5,76	11,13	0,0022	0,0130	Cumple
N+	8,64	17,43	0,0022	0,0131	Cumple
N+	11,52	22,81	0,0019	0,0112	Cumple
N+	14,40	26,81	0,0014	0,0083	Cumple
N+	17,28	29,33	0,0009	0,0053	Cumple

Fuente : Autores

Este procedimiento se repite para los suelos C y A obteniendo los siguientes resultados presentados en la Tabla 105, Tabla 106, Tabla 107 y Tabla 108

Tabla 105: Control de derivas para el sentido X suelo C

Nivel		$\delta(\text{mm})$	Δe (mm/mm)	Δi (mm/mm)	$\Delta i < 0,02$
N+	2,88	3,172	0,0011	0,0066	Cumple
N+	5,76	8,608	0,0019	0,0113	Cumple
N+	8,64	14,132	0,0019	0,0115	Cumple
N+	11,52	18,921	0,0017	0,0100	Cumple
N+	14,40	22,634	0,0013	0,0077	Cumple
N+	17,28	25,156	0,0009	0,0053	Cumple

Fuente : Autores

Tabla 106: Control de derivas para el sentido Y suelo C

Nivel		$\delta(\text{mm})$	Δe (mm/mm)	Δi (mm/mm)	$\Delta i < 0,02$
N+	2,88	3,866	0,0013	0,0081	Cumple
N+	5,76	9,294	0,0019	0,0113	Cumple
N+	8,64	15,053	0,0020	0,0120	Cumple
N+	11,52	19,698	0,0016	0,0097	Cumple
N+	14,40	23,153	0,0012	0,0072	Cumple
N+	17,28	25,334	0,0008	0,0045	Cumple

Fuente : Autores

Tabla 107: Control de derivas para el sentido X suelo A

Nivel		$\delta(\text{mm})$	Δe (mm/mm)	Δi (mm/mm)	$\Delta i < 0,02$
N+	2,88	1,9	0,0007	0,0040	Cumple
N+	5,76	5,152	0,0011	0,0068	Cumple
N+	8,64	8,445	0,0011	0,0069	Cumple
N+	11,52	11,296	0,0010	0,0059	Cumple
N+	14,40	13,511	0,0008	0,0046	Cumple
N+	17,28	15,022	0,0005	0,0031	Cumple

Fuente: Autores

Tabla 108: Control de derivas para el sentido Y suelo A

Nivel		$\delta(\text{mm})$	Δe (mm/mm)	Δi (mm/mm)	$\Delta i < 0,02$
N+	2,88	2,625	0,0009	0,0055	Cumple
N+	5,76	5,936	0,0011	0,0069	Cumple
N+	8,64	9,233	0,0011	0,0069	Cumple
N+	11,52	12,078	0,0010	0,0059	Cumple
N+	14,40	14,197	0,0007	0,0044	Cumple
N+	17,28	15,534	0,0005	0,0028	Cumple

Fuente : Autores

3.8.4 Cortante Basal

De acuerdo a la norma (NEC_SE_DS, 2015), el cortante basal dinámico no debe ser menor al 80% del cortante basal estático para estructuras regulares. En la Figura 76 se indica el cortante basal dinámico obtenido del software *Robot Structural Analysis* para suelo tipo E.

El cortante basal estático se obtuvo en la Tabla 17 y es igual a 237,31 T

V dinámico > 80% V estático

190,16 T > 80% 237,31

190,16 T > 189,85 T = Cumple

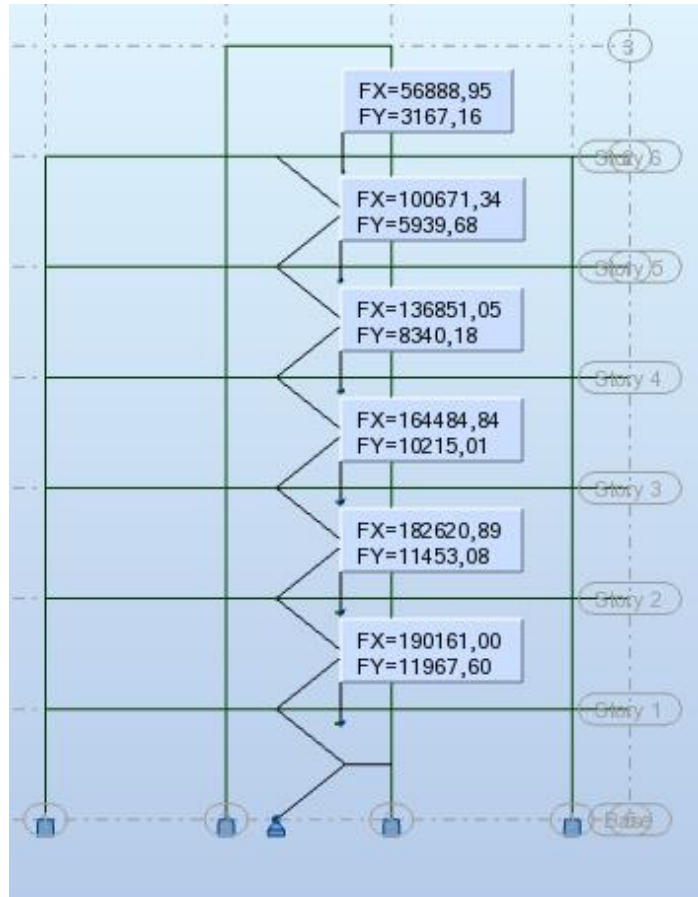


Figura 76: Cortante basal dinámico en Kg suelo E.

Fuente : Autores

En la Tabla 109 se indica el control de cortante basal para los 3 tipos de suelos

Tabla 109: Revisión del cortante basal para los 3 tipos de suelos

	V	V	Vd>0.8Ve
	estático	dinámico	
	(T)	(T)	
Suelo A	123,26	123,36	Cumple
Suelo C	225,00	205,49	Cumple
Suelo E	237,31	190,16	Cumple

Fuente: Autores

3.8.5 Irregularidad Torsional

“Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.” (NEC_SE_DS, 2015, pág. 50)

Por lo tanto, se debe verificar que:

$$\Delta < 1,2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

Dónde:

- Δ : máxima deriva de piso
- $\Delta 1, \Delta 2$: deriva promedio

Estado de carga: Espectral dirección X (Figura 77)

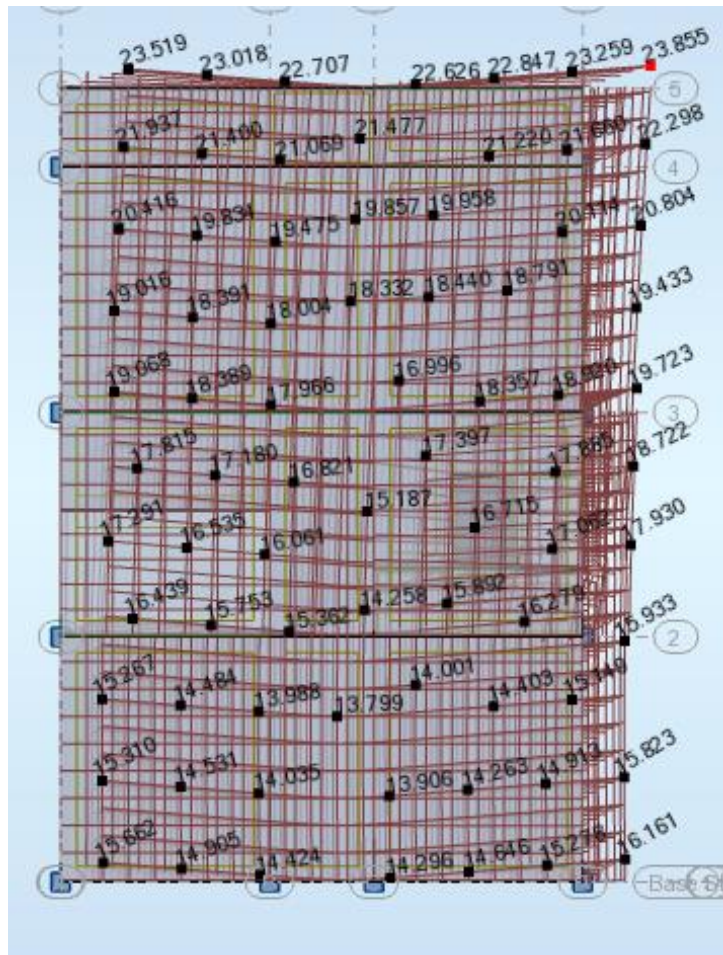


Figura 77: Desplazamientos para espectral dirección X suelo E.

Fuente: Autores

Eje X

$$23,855 < 1,2 * \frac{(23,855 + 23,519)}{2}$$

$23,855 < 28,424 \therefore$ No existe irregularidad torsional

Eje Y

$$23,855 < 1,2 * \frac{(23,855 + 16,161)}{2}$$

23,866 < 24,009 ∴ No existe irregularidad torsional

Estado de carga: Espectral dirección Y (Figura 78)

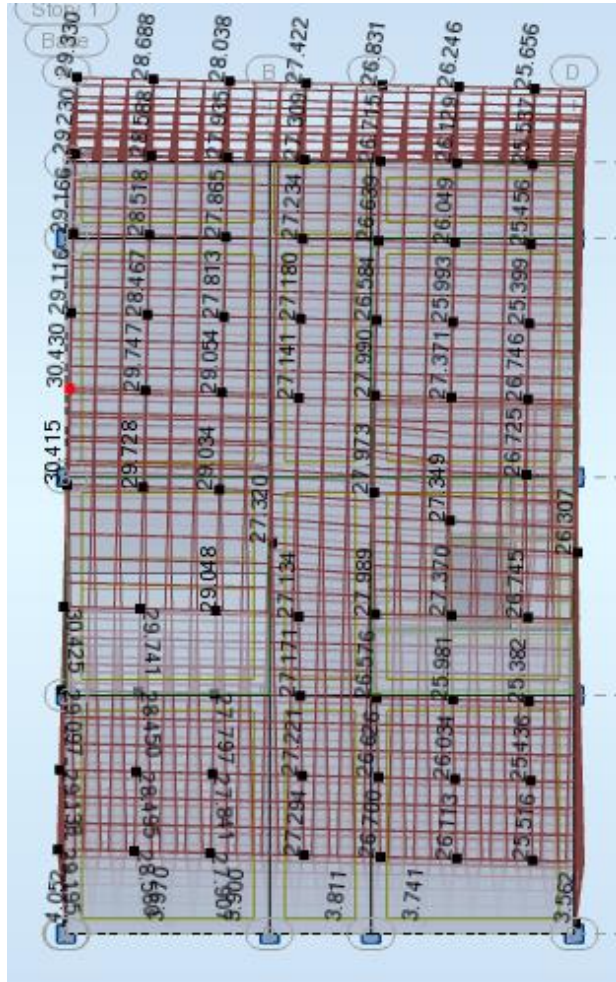


Figura 78: Desplazamientos para espectral dirección Y suelo E.

Fuente: Autores

Eje X

$$30,43 < 1,2 * \frac{(30,43 + 26,746)}{2}$$

30,43 < 34,306 ∴ No existe irregularidad torsional

Eje Y

$$30,43 < 1,2 * \frac{(30,43 + 29,195)}{2}$$

$30,43 < 35,775 \therefore$ No existe irregularidad torsional

En la Tabla 110 y Tabla 111 se indican los resultados obtenidos para los diferentes tipos de suelos

Tabla 110: Revisión de la irregularidad torsional en Espectral X para los 3 tipos de suelos

Irregularidad Torsional	Espectral X					
	Δ máx		Δ promedio x	Δ promedio y	Δ max < 1,2 Δ prom	Δ max < 1,2 Δ prom
	Eje X	Eje Y				
Suelo A	15,022	15,022	14,911	12,936	Cumple	Cumple
Suelo C	25,156	25,156	24,968	21,826	Cumple	Cumple
Suelo E	23,855	23,855	26,687	20,008	Cumple	Cumple

Fuente: Autores

Tabla 111: Revisión de la irregularidad torsional en Espectral Y para los 3 tipos de suelos

Irregularidad Torsional	Espectral Y					
	Δ máx		Δ promedio x	Δ promedio y	Δ max < 1,2 Δ prom	Δ max < 1,2 Δ prom
	Eje X	Eje Y				
Suelo A	16,117	16,117	15,066	15,790	Cumple	Cumple
Suelo C	26,284	26,284	24,642	25,751	Cumple	Cumple
Suelo E	30,430	30,430	28,588	29,813	Cumple	Cumple

Fuente: Autores

3.8.6 Verificación de desplazamientos nodales

Las estructuras presentan diferentes modos de vibración ante las cargas dinámicas los cuales pueden generar daños en la estructura si no son evaluados de forma adecuada y tomando en cuenta las consideraciones establecidas en (NEC_SE_DS, 2015)

3.8.6.1 Primer modo de vibración

También conocido como modo fundamental, representa un movimiento flexural con dirección Norte – Sur. Como se evidencia en la Figura 79, existe una traslación en el eje Y

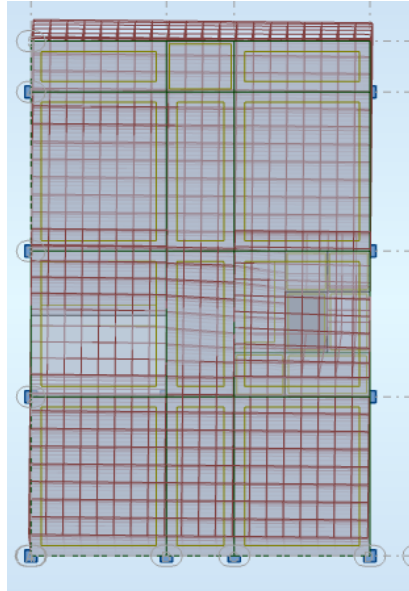


Figura 79: Primer modo de vibración suelo E.

Fuente: Autores

3.8.6.2 Segundo modo de vibración

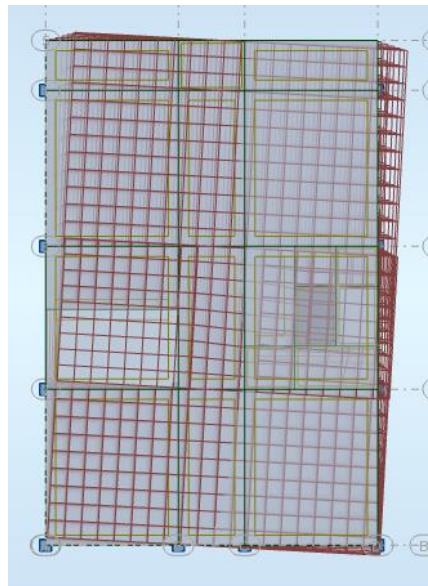


Figura 80: Segundo modo de vibración suelo E.

Fuente: Autores

En la Figura 80, en el segundo modo de vibración se observa un movimiento flexural con dirección Este – Oeste y rotación que, como se indica en la Tabla 110 y Tabla 111 no representa riesgo torsional.

3.8.6.3 Tercer modo de vibración

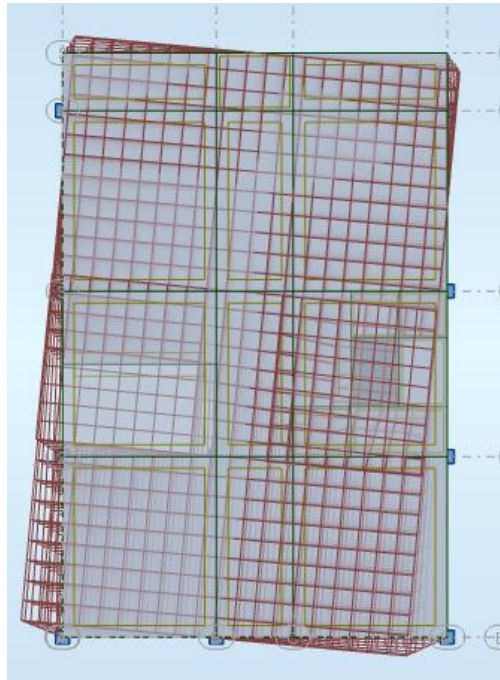


Figura 81: Tercer modo de vibración suelo E.

Fuente: Autores

En la Figura 81, en el tercer modo de vibración se observa un movimiento torsional de todos los niveles con la misma dirección.

3.8.7 Verificación de la conexión viga columna

Consiste en comprobar que existan vigas débiles y columnas fuertes, para ello “Se revisa que la capacidad de las columnas que llegan al nudo, sean mayor que 1.20 veces la capacidad de la viga.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda , 2015, pág. 64)

Para este chequeo se toma la columna B-2 ya que las vigas que llegan a este nudo son las que poseen mayor Resistencia nominal

3.8.7.1 Capacidad nominal de vigas

Para determinar la capacidad nominal de las vigas se utilizará la Ecuación 67 y Ecuación 68 presentada en la Guía práctica para el diseño de estructura de hormigón armado:

$$M_p = \frac{1.25 * A_s(\pm) * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 (N * m) \quad \text{Ecuación 67}$$

$$a = \frac{A_s * \alpha * f_y}{0,85 * f'_c * b} ; \alpha = 1,25$$

Ecuación 68

Dónde:

- Mp: momento probable
- As: área de acero de refuerzo
- Fy: fluencia del acero
- d: peralte efectivo
- a: parámetro calculado con la Ecuación 68
- f'c: resistencia del hormigo
- b: base de la sección

Reemplazando los datos se tiene:

- Refuerzo superior

$$a = \frac{19,65 * 1,25 * 412,08}{0,85 * 23,55 * 35} = 14,50$$

$$Mp = 1,25 * 19,65 * 10^{-4} * 412,08 * 10^6 * \left(0,46 - \frac{0,145}{2}\right) * 1,02 * 10^{-4}$$

$$= 40,00 T * m$$

$$M_{nominal} = \frac{40}{1,25} = 32,00 T * m$$

- Refuerzo inferior

$$a = \frac{5,48 * 1,25 * 412,08}{0,85 * 23,55 * 35} = 4,03$$

$$Mp = 1,25 * 5,48 * 10^{-4} * 412,08 * 10^6 * \left(0,46 - \frac{0,0403}{2}\right) * 1,02 * 10^{-4}$$

$$= 10,65 T * m$$

$$M_{nominal} = \frac{12,69}{1,25} = 10,15 T * m$$

$$\Sigma M_{nominal} = 32,00 + 10,15 = 42,15 T * m$$

3.8.7.2 Capacidad nominal de columnas

Para determinar la capacidad nominal de las columnas se utilizará la Ecuación 69 y Ecuación 70 presentada en la Guía práctica para el diseño de estructura de hormigón armado:

$$Kn = \frac{Pn}{f'c * Ag}$$

Ecuación 69

$$Rn \text{ máx} = \frac{Mn \text{ máx}}{f'c * Ag * h}$$

Ecuación 70

Dónde:

- Pn: carga máxima de la columna
- F'c: resistencia del hormigón
- Ag: área gruesa de la sección
- H: altura de la columna

Reemplazando los datos se tiene:

$$kn = \frac{99,56 * 1000}{240 * 80 * 50} = 0,103$$

Con el parámetro Kn calculado y conociendo que la cuantía de acero en la columna es de 1,1% se entra al siguiente diagrama indicado en la Figura 82

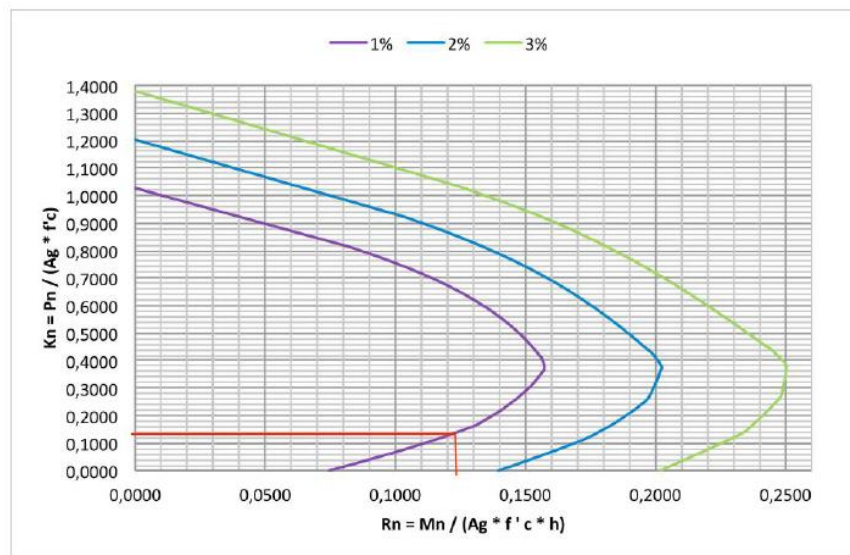


Figura 82: Diagrama de interacción para diferentes cuantías de acero.

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda , 2015)

El valor de Rn obtenido del diagrama es de 0,11, entonces:

$$Mnominal = 0,11 * 240 * 80 * 50 * 50 * 10^{-5} = 52,8 T * m$$

3.8.7.3 Verificación del comportamiento columna fuerte – viga débil

$$\frac{\text{Capacidad nominal de la columna}}{\Sigma \text{ Capacidad nominal de las vigas que llegan al nodo}} > 1,20$$

$$\frac{52,80}{42,15} > 1,20$$

1,25 > 1,20 ∴ Cumple la verificación de conexión viga – columna

La verificación para los 3 tipos de suelos se muestra en la Tabla 112:

Tabla 112: Verificación de la conexión viga columna para los 3 tipos de suelos

	Capacidad de la columna	Σ capacidad de las vigas	Columna/ viga >1,20
Suelo A	52,80	26,66	Cumple
Suelo C	52,80	36,93	Cumple
Suelo E	52,80	42,15	Cumple

Fuente: Autores

CAPÍTULO 4.- INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA ESTÁTICA

4.1 Determinación de las constantes de rigidez

4.1.1 Suelo

Para determinar la constante de rigidez del resorte que simula el suelo se toma el módulo de balasto de cada tipo de suelo. Los valores considerados en este análisis se muestran en la Tabla 113:

Tabla 113: Módulo de Balasto para los 3 tipos de suelos

Suelo	Balasto (Kg/cm ³)
A	48
C	20
E	8

Fuente: Autores

Para este propósito, se han colocado resortes en la zapata dividiendo la misma en secciones asumidas menores al 5% de su área total.

Para ello, se toma el área de la zapata combinada del suelo A (2.9*1.3 m²) ya que es la de menor dimensión respecto a los otros suelos y se procede verificar que el área de división asumida (0,25x0,25 m²) cumpla con esta condición planteada:

$$\% \text{ area dividida} = \frac{0,25 * 0,25}{2,9 * 1,3} * 100$$

$\% \text{ area dividida} = 1.657 \%$; *OK es menor a 5%*

A continuación, se multiplica el módulo de balasto por el área a colocar (0.25*0.25 m²) para cada tipo de suelo; los valores a colocar en el modelo se indican en la Tabla 114

Tabla 114: Constante de rigidez del suelo

Suelo	Basto (Kg/cm ³)	T/m
A	48	3000
C	20	1250
E	8	500

Fuente: Autores

4.1.2 Zapatas

Para la obtención de las constantes de rigidez de las zapatas se ha creado un modelo por cada zapata y por cada tipo de suelo. Para ello se ha trasladado las reacciones resultantes de la superestructura como fuerzas y momentos colocándolas en el comienzo de la infraestructura (pedestal) y posteriormente simulando los resortes en un área de 0.25*0.25 m² como se muestra en la Figura 83.

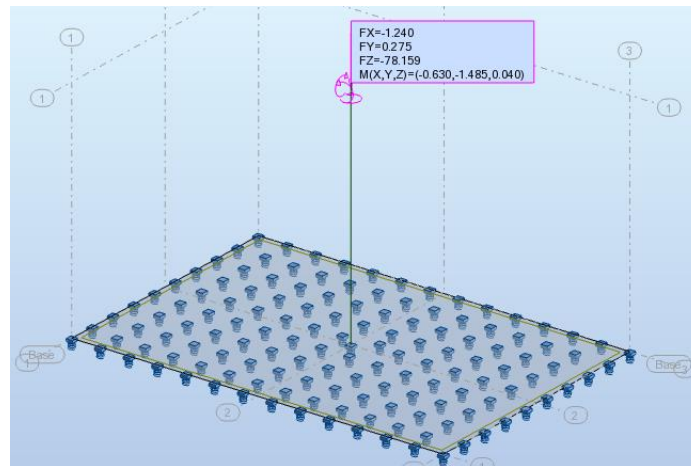


Figura 83: Modelo de zapatas para cálculo de rigideces.

Fuente: Autores

Las constantes de rigidez simulan la deformación originada por la presencia de una fuerza o un momento. Para identificar de las constantes de rigidez producidas por fuerzas se utilizará la letra “K” (mayúscula) como se puede observar en la Figura 84 y para las constantes de rigidez producidas por momento se utilizará la letra “k” (minúscula) como se puede observar en la Figura 85.

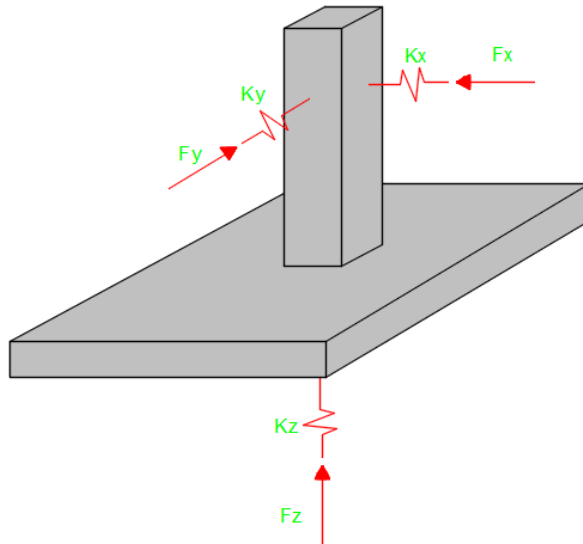


Figura 84: Constantes de Rigidez Producidas por la presencia de Fuerzas

Fuente: Autores

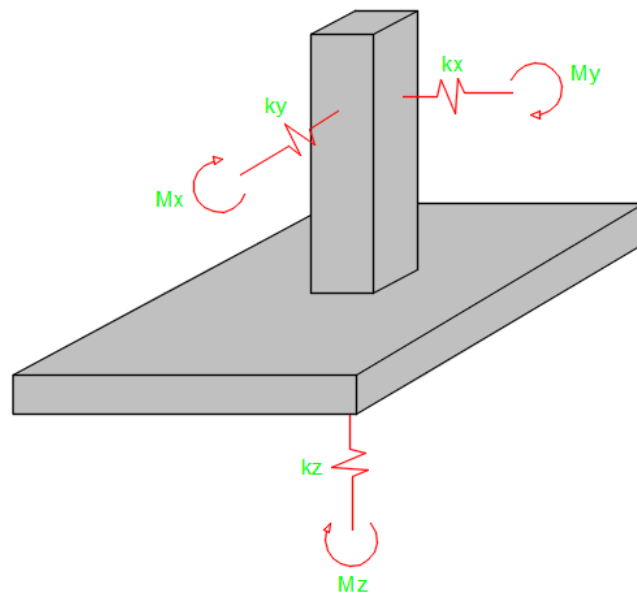


Figura 85: Constantes de Rigidez Producidas por la presencia de Momentos

Fuente: Autores

A continuación, se presenta el ejemplo de cálculo de constantes de rigidez para la zapata ubicada en el eje A-4.

4.1.2.1 Constante de rigidez lateral producida por fuerzas en x “Kx”

Del programa *Robot Structural Analysis* se ha obtenido valores de fuerza F_x y desplazamiento dx que se han generado por la transmisión de reacciones de la superestructura a la infraestructura:

$$dx=0,074 \text{ mm}$$

$$F_x=1,42 \text{ T}$$

La contante de rigidez “Kx” será:

$$K_x = \frac{F_x}{dx}$$

$$K_x = \frac{1,24 * 1000}{0,074}$$

$$K_x = 16759,46 \frac{T}{m}$$

4.1.2.2 Constante de rigidez lateral producida por fuerzas en Y “Ky”

Los datos obtenidos de *Robot Structural Analysis* para la dirección y son:

$$dy=0,053 \text{ mm}$$

$$F_y=0,2755 \text{ T}$$

La contante de rigidez axial en dirección y es:

$$k_y = \frac{F_y}{dy}$$

$$k_x = \frac{0,2755 * 1000}{0,053}$$

$$k_x = 5198,11 \frac{T}{m}$$

4.1.2.3 Constante de rigidez axial producida por fuerzas en z “Kz”

En el cálculo de rigidez en el sentido Z se puede apreciar la influencia de la colocación de resortes en la base de la zapata, donde cada resorte va a tener una fuerza y una deformación por lo cual es necesario obtener una constante de rigidez equivalente a todas las generadas por todos los resortes; para ello se utilizará la teoría de resorte en paralelo, el cual menciona que la constante de rigidez equivalente es igual a la suma de todas las constantes de rigidez de cada resorte, para el efecto, del programa *Robot*

Structural Analysis, se ha obtenido valores de fuerza y desplazamiento (Tabla 115) generados por cada resorte para luego sumarlas y así obtener la constante de rigidez en el sentido Z generado por Fuerza en dicho sentido.

Tabla 115: Fuerzas y desplazamiento para la dirección z

dz (mm)	Fz (T)	kz (T/m)	dz (mm)	Fz (T)	kz (T/m)
-1,74	0,87	500,000	-1,584	0,792	500,000
-1,561	0,781	500,320	-1,592	0,796	500,000
-1,566	0,783	500,000	-1,603	0,802	500,312
-1,568	0,784	500,000	-1,623	0,811	499,692
-1,563	0,781	499,680	-1,662	0,831	500,000
-1,57	0,785	500,000	-1,654	0,827	500,000
-1,564	0,782	500,000	-1,618	0,809	500,000
-1,571	0,785	499,682	-1,599	0,799	499,687
-1,565	0,782	499,681	-1,589	0,794	499,685
-1,571	0,785	499,682	-1,593	0,796	499,686
-1,564	0,782	500,000	-1,604	0,802	500,000
-1,569	0,784	499,681	-1,63	0,815	500,000
-1,563	0,782	500,320	-1,667	0,833	499,700
-1,566	0,783	500,000	-1,62	0,81	500,000
-1,561	0,781	500,320	-1,6	0,8	500,000
-1,564	0,782	500,000	-1,589	0,795	500,315
-1,559	0,779	499,679	-1,589	0,795	500,315
-1,573	0,786	499,682	-1,598	0,799	500,000
-1,576	0,788	500,000	-1,612	0,806	500,000
-1,579	0,789	499,683	-1,621	0,81	499,692
-1,581	0,79	499,684	-1,609	0,804	499,689
-1,58	0,79	500,000	-1,595	0,797	499,687
-1,578	0,789	500,000	-1,586	0,793	500,000
-1,574	0,787	500,000	-1,583	0,791	499,684
-1,57	0,785	500,000	-1,589	0,794	499,685
-1,58	0,79	500,000	-1,595	0,798	500,313
-1,585	0,793	500,315	-1,599	0,8	500,313
-1,591	0,796	500,314	-1,623	0,812	500,308
-1,595	0,798	500,313	-1,599	0,799	499,687
-1,594	0,797	500,000	-1,593	0,797	500,314
-1,59	0,795	500,000	-1,586	0,793	500,000
-1,583	0,792	500,316	-1,58	0,79	500,000
-1,578	0,789	500,000	-1,576	0,788	500,000
-1,587	0,794	500,315	-1,579	0,79	500,317

Tabla 115. Continuación

dz (mm)	Fz (T)	kz (T/m)	dz (mm)	Fz (T)	kz (T/m)
-1,617	0,809	500,309	-1,584	0,792	500,000
-1,616	0,808	500,000	-1,581	0,791	500,316
-1,605	0,802	499,688	-1,577	0,789	500,317
-1,592	0,796	500,000	-1,573	0,787	500,318
-1,569	0,785	500,319	-1,567	0,783	499,681
-1,572	0,786	500,000	-1,562	0,781	500,000
-1,574	0,787	500,000	-1,559	0,779	499,679
-1,575	0,787	499,683	-1,561	0,781	500,320
-1,574	0,787	500,000	-1,563	0,781	499,680
-1,572	0,786	500,000	-1,564	0,782	500,000
-1,57	0,785	500,000	-1,564	0,782	500,000
-1,567	0,784	500,319	-1,583	0,791	499,684
-1,565	0,782	499,681	-1,586	0,793	500,000
-1,566	0,783	500,000	-1,577	0,789	500,317
-1,568	0,784	500,000	-1,571	0,785	499,682
-1,568	0,784	500,000	-1,565	0,782	499,681
-1,568	0,784	500,000	-1,564	0,782	500,000
-1,567	0,783	499,681	-1,563	0,782	500,320
-1,565	0,782	499,681	-1,561	0,781	500,320
-1,562	0,781	500,000	-1,559	0,78	500,321
-1,558	0,779	500,000	-1,56	0,78	500,000
-1,556	0,778	500,000	-1,557	0,778	499,679
-1,56	0,78	500,000	-1,562	0,781	500,000
-1,565	0,782	499,681	-1,569	0,784	499,681
-1,56	0,78	500,000	-1,576	0,788	500,000
-1,561	0,781	500,320	-1,582	0,791	500,000
-1,562	0,781	500,000	-1,586	0,793	500,000
-1,561	0,781	500,320	-1,588	0,794	500,000
-1,571	0,785	499,682	-1,585	0,792	499,685
-1,578	0,789	500,000	-1,579	0,79	500,317
-1,584	0,792	500,000	-1,573	0,786	499,682
-1,588	0,794	500,000	-1,554	0,777	500,000
-1,651	0,826	500,303	-1,557	0,778	499,679
-1,56	0,78	500,000	-1,558	0,779	500,000
-1,559	0,779	499,679			

Fuente: Autores

La constante de rigidez axial en dirección z es igual a la suma de todas las constantes kz obtenidas en la Tabla 115 ya que los resortes simulados en el software se encuentran en paralelo.

$$K_z = 70497,137 \text{ T/m}$$

Para el caso de las zapatas combinadas (Figura 86), la constante de rigidez en dirección z será calculada con la suma de todas las constantes ($k_1+k_2+k_3+\dots+k_n$) y este valor se dividirá para 2.

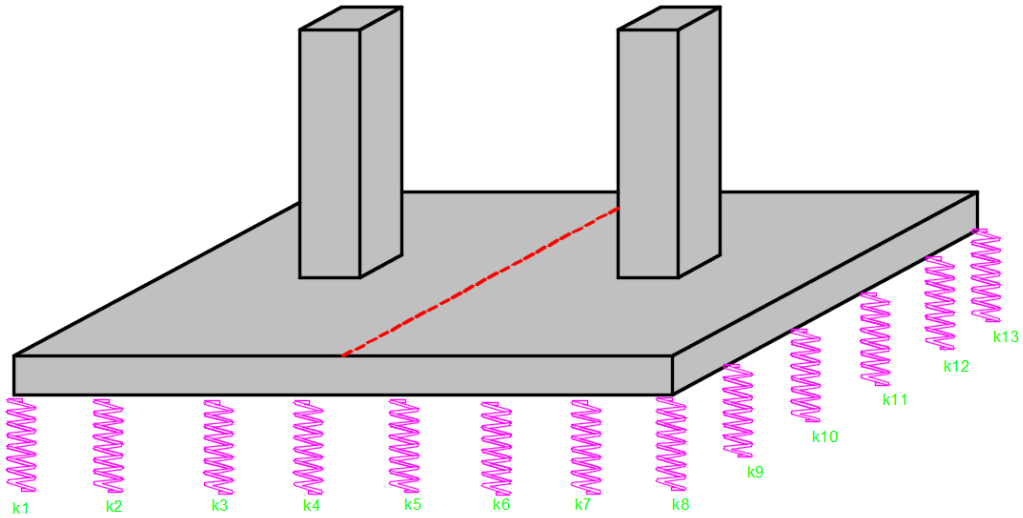


Figura 86: Constantes de rigidez en z para zapatas combinadas

Fuente: Autores

A continuación en la Tabla 116, se indica el cálculo de las constantes Kz para la zapata combinada ubicada entre los ejes B4 – C4 para el suelo tipo E.

Tabla 116: Constantes de rigidez en z para zapata combinada B4-C4 suelo E

UZ (mm)	fz	kz	UZ (mm)	fz	kz
-2,255	1,128	500,22173	-2,112	1,056	500
-2,253	1,127	500,22193	-2,106	1,053	500
-2,09	1,045	500	-2,102	1,051	500
-2,092	1,046	500	-2,094	1,047	500
-2,096	1,048	500	-2,099	1,049	499,76179
-2,095	1,047	499,76134	-2,106	1,053	500
-2,103	1,052	500,23776	-2,116	1,058	500
-2,101	1,051	500,23798	-2,129	1,065	500,23485
-2,112	1,056	500	-2,151	1,075	499,76755
-2,109	1,054	499,76292	-2,162	1,081	500
-2,123	1,061	499,76448	-2,16	1,08	500
-2,117	1,058	499,76382	-2,138	1,069	500
-2,133	1,067	500,23441	-2,124	1,062	500
-2,124	1,062	500	-2,113	1,057	500,23663

Tabla 116. Continuación

UZ (mm)	fz	kz	UZ (mm)	fz	kz
-2,139	1,07	500,23375	-2,106	1,053	500
-2,128	1,064	500	-2,101	1,051	500,23798
-2,137	1,069	500,23397	-2,093	1,047	500,23889
-2,127	1,063	499,76493	-2,098	1,049	500
-2,129	1,065	500,23485	-2,106	1,053	500
-2,122	1,061	500	-2,116	1,058	500
-2,119	1,059	499,76404	-2,131	1,066	500,23463
-2,115	1,057	499,76359	-2,153	1,076	499,76777
-2,11	1,055	500	-2,171	1,086	500,23031
-2,108	1,054	500	-2,141	1,071	500,23354
-2,104	1,052	500	-2,124	1,062	500
-2,102	1,051	500	-2,113	1,057	500,23663
-2,099	1,05	500,23821	-2,106	1,053	500
-2,097	1,049	500,23844	-2,101	1,05	499,76202
-2,093	1,046	499,76111	-2,092	1,046	500
-2,098	1,049	500	-2,097	1,049	500,23844
-2,105	1,052	499,76247	-2,104	1,052	500
-2,115	1,058	500,23641	-2,114	1,057	500
-2,129	1,064	499,76515	-2,128	1,064	500
-2,15	1,075	500	-2,149	1,075	500,23267
-2,162	1,081	500	-2,159	1,079	499,76841
-2,16	1,08	500	-2,137	1,068	499,76603
-2,138	1,069	500	-2,122	1,061	500
-2,123	1,061	499,76448	-2,112	1,056	500
-2,112	1,056	500	-2,105	1,052	499,76247
-2,105	1,053	500,23753	-2,1	1,05	500
-2,1	1,05	500	-2,091	1,046	500,23912
-2,094	1,047	500	-2,096	1,048	500
-2,099	1,049	499,76179	-2,102	1,051	500
-2,106	1,053	500	-2,111	1,056	500,23685
-2,117	1,058	499,76382	-2,122	1,061	500
-2,132	1,066	500	-2,132	1,066	500
-2,154	1,077	500	-2,138	1,069	500
-2,172	1,086	500	-2,161	1,08	499,76863
-2,142	1,071	500	-2,136	1,068	500
-2,125	1,062	499,76471	-2,128	1,064	500
-2,114	1,057	500	-2,118	1,059	500
-2,106	1,053	500	-2,109	1,055	500,23708
-2,101	1,051	500,23798	-2,103	1,051	499,76224
-2,094	1,047	500	-2,098	1,049	500

Tabla 116. Continuación

UZ (mm)	fz	kz	UZ (mm)	fz	kz
-2,106	1,053	500	-2,094	1,047	500
-2,116	1,058	500	-2,1	1,05	500
-2,13	1,065	500	-2,108	1,054	500
-2,152	1,076	500	-2,116	1,058	500
-2,161	1,081	500,23137	-2,123	1,062	500,23552
-2,139	1,069	499,76625	-2,127	1,063	499,76493
-2,124	1,062	500	-2,126	1,063	500
-2,114	1,057	500	-2,121	1,06	499,76426
-2,106	1,053	500	-2,114	1,057	500
-2,102	1,051	500	-2,107	1,054	500,2373
-2,094	1,047	500	-2,101	1,051	500,23798
-2,099	1,049	499,76179	-2,097	1,048	499,76156
-2,106	1,053	500	-2,089	1,044	499,76065
-2,114	1,057	500	-2,086	1,043	500
-2,125	1,063	500,23529	-2,094	1,047	500
-2,136	1,068	500	-2,088	1,044	500
-2,142	1,071	500	-2,089	1,045	500,23935
-2,163	1,082	500,23116	-2,1	1,05	500
-2,14	1,07	500	-2,107	1,054	500,2373
-2,132	1,066	500	-2,121	1,06	499,76426
-2,121	1,061	500,23574	-2,115	1,057	499,76359
-2,113	1,056	499,76337	-2,123	1,062	500,23552
-2,106	1,053	500	-2,09	1,045	500
-2,102	1,051	500	-2,091	1,046	500,23912
-2,094	1,047	500	-2,092	1,046	500
-2,099	1,049	499,76179	-2,092	1,046	500
-2,105	1,052	499,76247	-2,092	1,046	500
-2,112	1,056	500	-2,092	1,046	500
-2,121	1,06	499,76426	-2,092	1,046	500
-2,128	1,064	500	-2,122	1,061	500
-2,131	1,066	500,23463	-2,111	1,055	499,76315
-2,13	1,065	500	-2,117	1,059	500,23618
-2,125	1,063	500,23529	-2,104	1,052	500
-2,119	1,059	499,76404	-2,099	1,049	499,76179
-2,112	1,056	500	-2,092	1,046	500
-2,106	1,053	500	-2,095	1,047	499,76134
-2,102	1,051	500	-2,094	1,047	500
-2,094	1,047	500	-2,095	1,048	500,23866
-2,099	1,049	499,76179	-2,098	1,049	500
-2,104	1,052	500	-2,097	1,048	499,76156

Tabla 116. Continuación					
UZ (mm)	fz	kz	UZ (mm)	fz	kz
-2,119	1,059	499,76404	-2,098	1,049	500
-2,125	1,062	499,76471	-2,098	1,049	500
-2,128	1,064	500	-2,092	1,046	500
-2,127	1,064	500,23507	-2,091	1,046	500,23912
-2,123	1,062	500,23552	-2,091	1,045	499,76088
-2,117	1,059	500,23618	-2,09	1,045	500
-2,111	1,056	500,23685	-2,089	1,044	499,76065
-2,106	1,053	500	-2,087	1,044	500,23958
-2,102	1,051	500	-2,088	1,044	500
-2,094	1,047	500	-2,085	1,042	499,76019
-2,099	1,049	499,76179	-2,093	1,046	499,76111
-2,105	1,052	499,76247	-2,099	1,05	500,23821
-2,112	1,056	500	-2,107	1,053	499,7627
-2,12	1,06	500	-2,12	1,06	500
-2,127	1,064	500,23507	-2,114	1,057	500
-2,131	1,065	499,76537	-2,122	1,061	500
-2,13	1,065	500	-2,098	1,049	500
-2,125	1,063	500,23529	-2,098	1,049	500
-2,118	1,059	500	-2,098	1,049	500
-2,111	1,056	500,23685	-2,098	1,049	500
-2,106	1,053	500	-2,096	1,048	500
-2,102	1,051	500	-2,097	1,049	500,23844
-2,094	1,047	500	-2,121	1,06	499,76426
-2,099	1,049	499,76179	-2,11	1,055	500
-2,105	1,053	500,23753	-2,116	1,058	500
-2,114	1,057	500	-2,103	1,052	500,23776
-2,125	1,062	499,76471	-2,095	1,047	499,76134
-2,135	1,068	500,23419	-2,093	1,047	500,23889
-2,141	1,071	500,23354	-2,098	1,049	500
-2,139	1,07	500,23375	-2,094	1,047	500
-2,131	1,066	500,23463	-2,091	1,046	500,23912
-2,121	1,061	500,23574	SUMA		64000,41
			KZ		32000,205

Fuente: Autores

4.1.2.4 Constante de rigidez a giro “kx”

Para el cálculo de la constante de rigidez a flexión “kx” producida por el momento flector en sentido “Y” que genera una deformación angular en sentido “X” se realiza

el siguiente procedimiento: Se toman los datos de momento de *Robot Structural Analysis*

$$M_y = 1,4847 \text{ T}\cdot\text{m}$$

Se calcula el desplazamiento conociendo que D_f es igual a 2m:

$$\theta = \frac{dx}{D_f}$$
$$\theta = \frac{0,074}{2 * 1000}$$
$$\theta = 0,000037 \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$$

La constante de rigidez a flexión en dirección x es:

$$k_x = \frac{M_y}{\theta}$$
$$k_x = \frac{1,4847}{0,000037}$$
$$k_x = 40127,03 \text{ T} * \text{m}$$

4.1.2.5 Constante de rigidez a giro “ky”

Para el cálculo de la constante de rigidez a flexión “ky” producida por el momento flector en sentido “X” que genera una deformación angular en sentido “Y” se realiza el siguiente procedimiento:

Se toman los datos de desplazamiento y momento para la dirección y

$$M_x = 0,63 \text{ T}\cdot\text{m}$$

Se calcula el desplazamiento:

$$\theta = \frac{dy}{D_f}$$
$$\theta = \frac{0,053}{2 * 1000}$$
$$\theta = 0,0000265 \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$$

La constante de rigidez a flexión en dirección y es:

$$k_y = \frac{M_x}{\theta_y}$$

$$k_y = \frac{0,63}{0,0000256}$$

$$k_y = 23773,58 \text{ T} * \text{m}$$

4.1.2.6 Constante de rigidez a torsión “kz”

Se toman los datos de desplazamiento y momento para la dirección z

$$M_x = 0,63 \text{ T} * \text{m}$$

Se calcula la deformación angular tomando en cuenta la deformación lateral en sentido “Y” y la deformación angular en sentido “X”:

$$\theta = \frac{dy}{dx}$$

$$\theta = \frac{0,053}{0,074}$$

$$\theta = 0,716 \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$$

La constante de rigidez a flexión en dirección z es:

$$k_z = \frac{M_z}{\theta}$$

$$k_z = \frac{0,716}{0,04}$$

$$k_z = 0,0558 \text{ T} * \text{m}$$

A continuación, se muestra la Tabla 117, Tabla 118 y Tabla 119 con los resultados obtenidos para las constantes de rigidez de cada zapata para los 3 tipos de suelos

Tabla 117: Constantes de rigidez de zapatas suelo E

Ejes		Fuerza				Momento			
		Eje 4	Eje 3	Eje 2	Eje 1	Eje 4	Eje 3	Eje 2	Eje 1
Eje A	kx	16759,46	77153,85	12891,94	5791,30	40127,03	147184,62	25183,87	9680,43
	ky	5198,11	2214,29	6060,18	6503,26	23773,58	27292,86	17237,17	7867,39
	kz	70497,14	82499,98	82505,36	43999,65	0,0558	0,0111	0,0085	0,0160
Eje B	kx	24689,47	12489,29	13392,31	5054,32	20042,11	25921,43	25230,77	11555,56
	ky	5731,25	3104,88	6062,86	6323,19	22505,00	25551,22	17251,43	8324,64
	kz	63750,57	63749,46	63749,10	35750,58	0,0097	0,0277	0,0025	0,0080
Eje C	kx	24689,47	12650,00	12924,00	6394,29	40874,07	26527,27	25053,33	7817,14
	ky	5655,68	5974,07	5352,17	6431,01	22475,00	17672,22	19297,83	7928,68
	kz	63750,57	63749,46	63749,10	35750,58	0,0291	0,0578	0,0169	0,0039
Eje D	kx	20651,11	13753,42	12824,42	5176,80	29355,56	22843,84	25369,77	11384,00
	ky	5529,46	7375,85	4276,54	8626,00	22912,50	13759,32	22041,98	1904,00
	kz	70502,21	82500,03	82494,86	43997,63	0,0225	0,1923	0,0897	0,0518

Fuente: Autores

Tabla 118: Constantes de rigidez de zapatas suelo C

Ejes		Fuerza				Momento			
		Eje 4	Eje 3	Eje 2	Eje 1	Eje 4	Eje 3	Eje 2	Eje 1
Eje A	kx	19685,71	13025,97	12891,94	5791,30	47133,33	24849,35	25183,87	9680,43
	ky	5510,00	2214,29	6060,18	6503,26	25200,00	27292,86	17237,17	7867,39
	kz	78748,21	110003,05	109982,52	53753,57	0,0504	0,0655	0,0085	0,0160
Eje B	kx	24689,47	12489,29	13392,31	5054,32	20042,11	25921,43	25230,77	11555,56
	ky	5731,25	3104,88	6062,86	6323,19	22505,00	25551,22	17251,43	8324,64
	kz	89370,34	89374,98	89379,32	48124,91	0,0097	0,0277	0,0025	0,0080
Eje C	kx	16174,07	12650,00	12924,00	6394,29	40874,07	26527,27	25053,33	7817,14
	ky	5655,68	5974,07	5352,17	6431,01	22475,00	17672,22	19297,83	7928,68
	kz	89370,34	89374,98	89379,32	48124,91	0,0291	0,0578	0,0169	0,0039
Eje D	kx	24455,26	13753,42	12824,42	5176,80	34763,16	22843,84	25369,77	11384,00
	ky	5842,45	7375,85	4276,54	8626,00	24209,43	13759,32	22041,98	1904,00
	kz	78750,56	110000,44	110000,69	53755,14	0,0201	0,1923	0,0897	0,0518

Fuente: Autores

Tabla 119: Constantes de rigidez de zapatas suelo A

Ejes		Fuerza				Momento			
		Eje 4	Eje 3	Eje 2	Eje 1	Eje 4	Eje 3	Eje 2	Eje 1
Eje A	kx	16759,46	13025,97	12891,94	5791,30	40127,03	24849,35	25183,87	9680,43
	ky	5198,11	2214,29	6060,18	6503,26	23773,58	27292,86	17237,17	7867,39
	kz	105005,93	147014,52	147007,61	78001,49	0,0558	0,0655	0,0085	0,0160
Eje B	kx	24689,47	12489,29	13392,31	5054,32	20042,11	25921,43	25230,77	11555,56
	ky	5731,25	3104,88	6062,86	6323,19	22505,00	25551,22	17251,43	8324,64
	kz	120000,45	119999,81	119997,88	102001,04	0,0097	0,0277	0,0025	0,0080
Eje C	kx	16174,07	12650,00	12924,00	6394,29	40874,07	26527,27	25053,33	7817,14
	ky	5655,68	5974,07	5352,17	6431,01	22475,00	17672,22	19297,83	7928,68
	kz	120000,45	119999,81	119997,88	102001,04	0,0291	0,0578	0,0169	0,0039
Eje D	kx	20651,11	13753,42	12824,42	5176,80	29355,56	22843,84	25369,77	11384,00
	ky	5529,46	7375,85	4276,54	8626,00	22912,50	13759,32	22041,98	1904,00
	kz	105001,21	147004,69	147000,15	77996,86	0,0225	0,1923	0,0897	0,0518

Fuente: Autores

4.1.2.7 Verificación con el software *Robot Structural Analysis*

Es necesario comprobar que las constantes obtenidas representen las zapatas colocadas en el modelo inicial; para este propósito se compara los valores de desplazamiento obtenidos entre los modelos con empotramiento y los modelos con resortes (ver Figura 87).

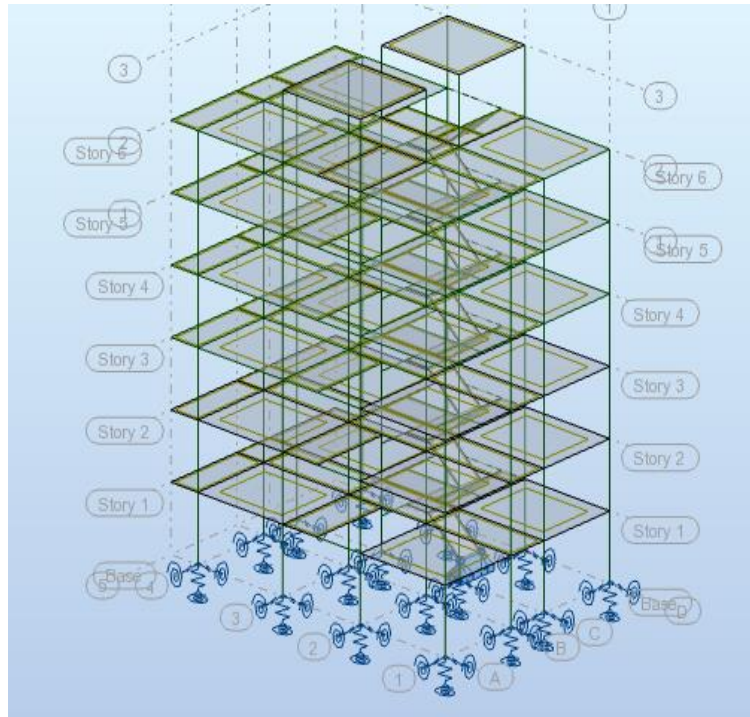


Figura 87: Modelo con resortes suelo E.

Fuente: Autores

A continuación, se ha realizado una tabla resumen de los desplazamientos obtenidos para el modelo con resortes y los modelos con empotramiento como se indican en la Tabla 120, Tabla 121 y Tabla 122

Tabla 120: Desplazamientos suelo E

Suelo E				
		Modelo con resortes	Modelo zapatas	% diferencia
EJE A	EJE 1	1.351	1.429	5.774
	EJE 2	1.148	1.287	12.108
	EJE 3	1.321	1.443	9.235
	EJE 4	1.508	1.582	4.907
EJE B	EJE 1	1.952	2.122	8.709
	EJE 2	1.895	2.147	13.298
	EJE 3	2.018	2.218	9.911
	EJE 4	1.956	2.113	8.027
EJE C	EJE 1	1.979	2.122	7.226
	EJE 2	2.032	2.147	5.659
	EJE 3	2.053	2.218	8.037
	EJE 4	1.949	2.113	8.415
EJE D	EJE 1	1.424	1.453	2.037
	EJE 2	1.594	1.675	5.082
	EJE 3	1.494	1.571	5.154
	EJE 4	1.512	1.578	4.365
Promedio				7.371

Fuente: Autores

Tabla 121: Desplazamientos suelo C

Suelo C				
		Modelo con resortes	Modelo zapatas	% diferencia
EJE A	EJE 1	1.055	1.001	5.118
	EJE 2	0.825	0.809	1.939
	EJE 3	0.959	0.925	3.545
	EJE 4	1.272	1.212	4.717
EJE B	EJE 1	1.443	1.416	1.871
	EJE 2	1.341	1.364	1.715
	EJE 3	1.438	1.414	1.669
	EJE 4	1.403	1.341	4.419
EJE C	EJE 1	1.463	1.416	3.213
	EJE 2	1.455	1.364	6.254
	EJE 3	1.468	1.414	3.678
	EJE 4	1.397	1.341	4.009
EJE D	EJE 1	1.107	1.020	7.859
	EJE 2	1.162	1.099	5.422
	EJE 3	1.087	1.021	6.072
	EJE 4	1.275	1.209	5.176
Promedio				4.167

Fuente: Autores

Tabla 122: Desplazamientos suelo A

Suelo A				
		Modelo con resortes	Modelo zapatas	% diferencia
EJE A	EJE 1	0.608	0.637	4.770
	EJE 2	0.522	0.533	2.107
	EJE 3	0.616	0.621	0.812
	EJE 4	0.830	0.848	2.169
EJE B	EJE 1	0.624	0.663	6.250
	EJE 2	0.862	0.949	10.093
	EJE 3	0.941	0.987	4.888
	EJE 4	0.915	0.932	1.858
EJE C	EJE 1	0.635	0.663	4.409
	EJE 2	0.947	0.949	0.211
	EJE 3	0.965	0.987	2.280
	EJE 4	0.911	0.932	2.305
EJE D	EJE 1	0.638	0.651	2.038
	EJE 2	0.752	0.751	0.133
	EJE 3	0.707	0.692	2.122
	EJE 4	0.832	0.845	1.563
Promedio				3.000

Fuente: Autores

La comparación de resultados se indica en la Tabla 123:

Tabla 123: Resumen de desplazamientos

Desplazamientos promedio		Suelo A	Suelo C	Suelo E
Modelo Resortes	mm	0.769	1.259	1.699
Modelo Zapatas	mm	0.790	1.210	1.826
Diferencia	%	3.0	4.2	7.4

Fuente: Autores

Como se observa en la Tabla 123 en los 3 tipos de suelos, los modelos donde solo se encuentran las zapatas (Figura 83) no consideran los efectos que todos los elementos de la estructura generan sobre las mismas por lo que se origina una variación en los desplazamientos cuando éstos son comparados con los obtenidos del modelo general con resortes (Figura 87) siendo el suelo E el que presenta mayor variación. Al considerar cada zapata como “aislada” solo se transmiten las reacciones de la superestructura hacia la fundación sin tomar en cuenta la rigidez que pueden transmitir elementos como cadenas y columnas adyacentes o líneas isobaras de esfuerzos, por lo

que siempre existirá un error en los cálculos. Debido a que, en las normativas utilizadas en este trabajo de investigación, no existe un límite de errores porcentuales, se considera que los presentados en la Tabla 123 son aceptables

4.1.3 Cadenas de amarre

Es importante incluir las constantes de rigidez de las cadenas para que el modelo con resortes sea equivalente con el modelo original ya que la diferencia de rigideces entre el suelo y la misma es notable, por lo que esta afectación de la cadena fue tomada en cuenta como resortes que aportan rigidez axial; Debido a esto la disposición de las cadenas se observa la Figura 88.

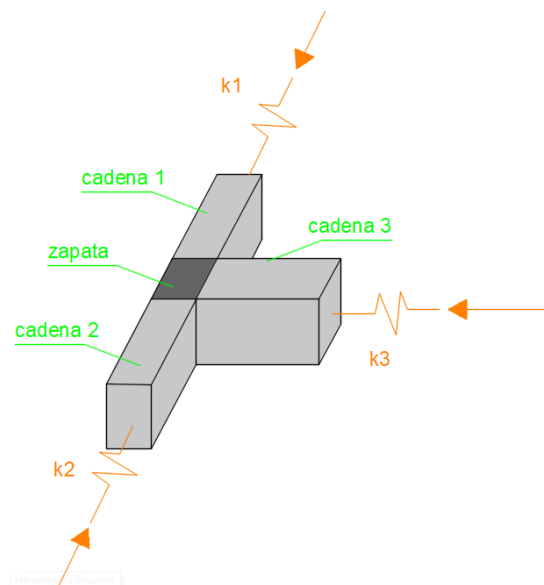


Figura 88: Rigidez de las cadenas de amarre

Fuente: Autores

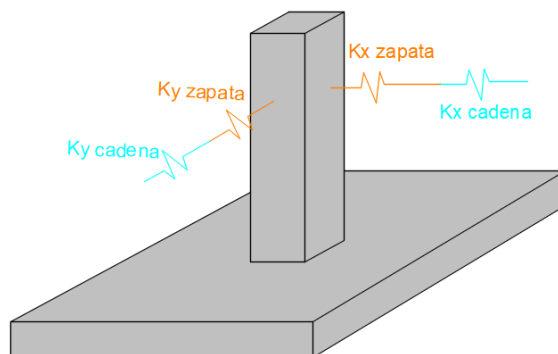


Figura 89: Constante de rigidez de cadenas y zapatas

Fuente: Autores

Tomando en cuenta la rigidez axial de las cadenas y la rigidez lateral provocadas por las reacciones de la estructura, se obtiene una rigidez equivalente conociendo que éstos se encuentran en serie como se muestra en la Figura 89.

Las cadenas de amarre tienen longitudes de 4m, 4.7m y 3m, por lo tanto, se debe calcular una rigidez equivalente la cual será obtenida con la Ecuación 71:

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_3} + \dots + \frac{1}{K_n}$$

$$K_{eq} = \frac{1}{\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_3} + \dots + \frac{1}{K_n}} \quad \text{Ecuación 71}$$

Dónde

- K_{eq} : Rigidez equivalente
- $K_1, K_2, K_3, \dots, K_n$; Rigideces parciales de la cadena

4.1.3.1 Constante de rigidez axial cadena 1

Se conoce que la constante de rigidez a flexión es igual a:

$$K = \frac{A * E}{L}$$

Dónde:

- A: sección de la cadena
- E: módulo de elasticidad
- L: longitud de la cadena

A continuación, se indica el ejemplo de cálculo para la cadena que amarra la zapata ubicada en el eje A-4. Con los datos obtenidos en el diseño de cadenas se procede a calcular las constantes de rigidez como se indica en la Tabla 124:

Tabla 124: Cálculo de constante de rigidez para cadena 1

A	0,25	m ²
E	232379,001	Kg/cm ²
E	2323790,01	T/m ²
A*E	580947,502	T
L	4,00	m
K1	145236,875	T/m

Fuente: Autores

De la Tabla 117 se obtiene que la contante de rigidez para la zapata ubicada en el eje A-4 es igual a 16759,46 T/m.

Con estos valores se calcula la constante de rigidez equivalente con la Ecuación 71

$$K_{eq} = \frac{16759,46 * 145236,875}{16759,46 + 145236,875} = 15025,60 \frac{T}{m}$$

4.1.3.2 Constante de rigidez axial cadena 2

Para determinar la constante de rigidez axial se sigue el procedimiento anterior obteniendo los resultados indicados en la Tabla 125:

Tabla 125: Cálculo de constante de rigidez para cadena 2

A	0,25	m ²
E	232379,001	Kg/cm ²
E	2323790,01	T/m ²
A*E	580947,502	T
L	4,7	m
K2	145236,875	T/m

Fuente: Autores

De la Tabla 117 se obtiene ky= 5198,11T/m

La constante de rigidez equivalente es:

$$K_{eq} = \frac{5198,11 * 123605,85}{5198,11 + 123605,85} = 4988,33 \frac{T}{m}$$

Los resultados obtenidos en el cálculo de las constantes de rigidez para cadenas y los 3 tipos de suelos se indican en la Tabla 126, Tabla 127 y Tabla 128:

Tabla 126: Constantes de rigidez para cadenas suelo E

Ejes		Eje 4	Eje 3	Eje 2	Eje 1
Eje A	kx	15025,60	50386,92	11840,88	5569,23
	ky	4988,33	2140,85	5540,06	6178,21
Eje B	kx	19673,02	11062,36	11765,03	4803,57
	ky	5477,28	2962,39	5542,29	6015,46
Eje C	kx	13859,00	11188,27	11402,07	5998,17
	ky	5408,22	5468,01	4942,37	6112,96
Eje D	kx	18080,29	12563,69	11783,90	4998,63
	ky	5292,70	6619,47	4010,82	8063,29

Fuente: Autores

Tabla 127: Constantes de rigidez para cadenas suelo C

Ejes		Eje 4	Eje 3	Eje 2	Eje 1
Eje A	kx	17335,96	11953,86	11840,88	5569,23
	ky	5274,86	2140,85	5540,06	6178,21
Eje B	kx	19673,02	11062,36	11765,03	4803,57
	ky	5477,28	2962,39	5542,29	6015,46
Eje C	kx	13859,00	11188,27	11402,07	5998,17
	ky	5408,22	5468,01	4942,37	6112,96
Eje D	kx	20930,88	12563,69	11783,90	4998,63
	ky	5578,76	6619,47	4010,82	8063,29

Fuente: Autores

Tabla 128: Constantes de rigidez para cadenas suelo A

Ejes		Eje 4	Eje 3	Eje 2	Eje 1
Eje A	kx	15025,60	11953,86	11840,88	5569,23
	ky	4988,33	2140,85	5540,06	6178,21
Eje B	kx	19673,02	11062,36	11765,03	4803,57
	ky	5477,28	2962,39	5542,29	6015,46
Eje C	kx	13859,00	11188,27	11402,07	5998,17
	ky	5408,22	5468,01	4942,37	6112,96
Eje D	kx	18080,29	12563,69	11783,90	4998,63
	ky	5292,70	6619,47	4010,82	8063,29

Fuente: Autores

4.2 Modelación en el software *SeismoStruct*

El software *SeismoStruct* será utilizado con la finalidad de evaluar el comportamiento de los materiales, especialmente del acero ya que se desea conocer la deformación y esfuerzo de las varillas de una columna o viga perteneciente al pórtico modelado para verificar los esfuerzos en las varillas de dichos elementos, que no pueden ser visualizados en programas de diseño como los conocidos, y así poder obtener información no solo de las áreas de acero requeridas, sino de su comportamiento.

Para la modelación en el programa se tomará un pórtico considerando el modelo con empotramiento perfecto y otro con los resortes equivalentes calculados anteriormente.

4.2.1 Descripción del programa

SeismoStruct es un programa que utiliza una interfaz gráfica y elementos finitos para determinar el comportamiento de estructuras o pórticos sometidos a cargas estáticas o dinámicas. Para ello el programa ha sido desarrollado con 3 módulos principales: un pre procesador donde se introducen las características de los materiales utilizados, así como secciones de vigas y columnas; un procesador donde se realiza el análisis de dichos elementos y finalmente un post procesador donde se muestran los resultados y su evaluación de acuerdo a lo solicitado por el usuario. (SeismoSoft, 2013)

La característica principal de este programa es que permite evaluar el comportamiento de los elementos estructurales a través del tiempo.

4.2.2 Creación del pórtico en SeismoStruct

4.2.2.1 Definición de nodos del pórtico más desfavorable

Para la definición de los nodos se ingresa a la ventana *New Nodes* (Figura 90) donde se colocan las coordenadas en x, y y z de los diferentes nodos.

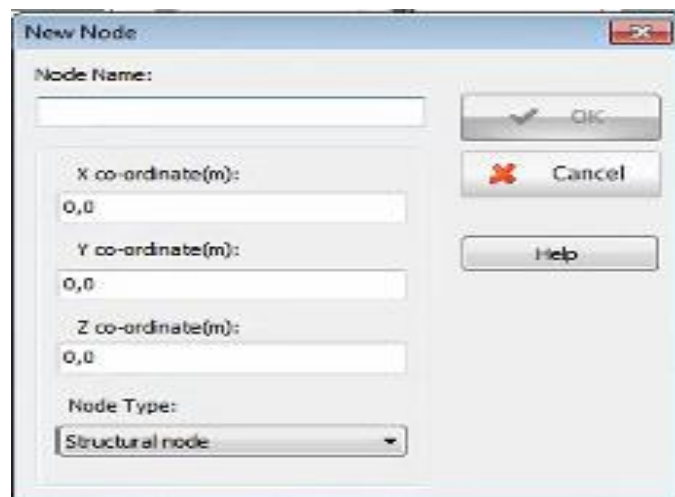


Figura 90: Creación de nodos.

Fuente: Autores

4.2.2.2 Definición de unidades

Las unidades que se utilizarán serán las del sistema internacional donde:

- Fuerza: KN

- Longitud: m

Se ingresarán estas unidades en la ventana *Project Settings* (Figura 91)

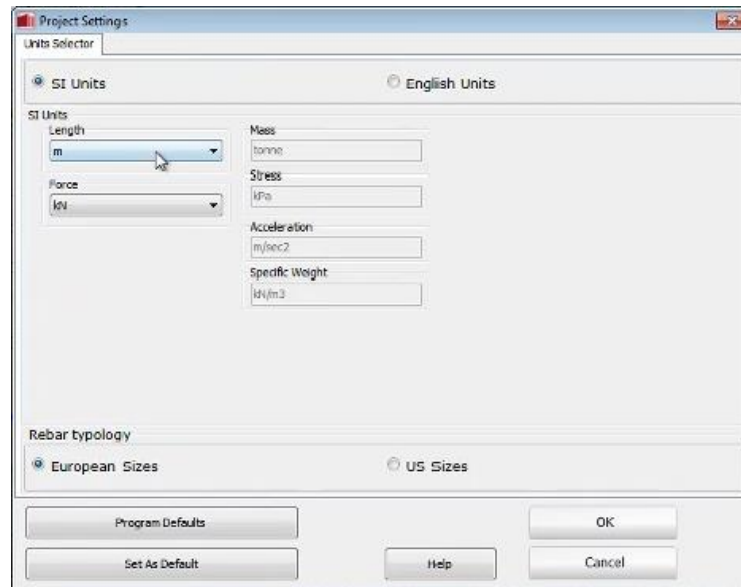


Figura 91: Configuración de unidades.

Fuente: Autores

4.2.2.3 Definición de materiales

Para introducir las características de los materiales se abre la ventana *Add Material Class* donde se colocará en *Reinforcement* (Figura 92) un material equivalente a 400 MPa, mientras que en *Concrete* (Figura 93) se colocará un material de 25 MPa.

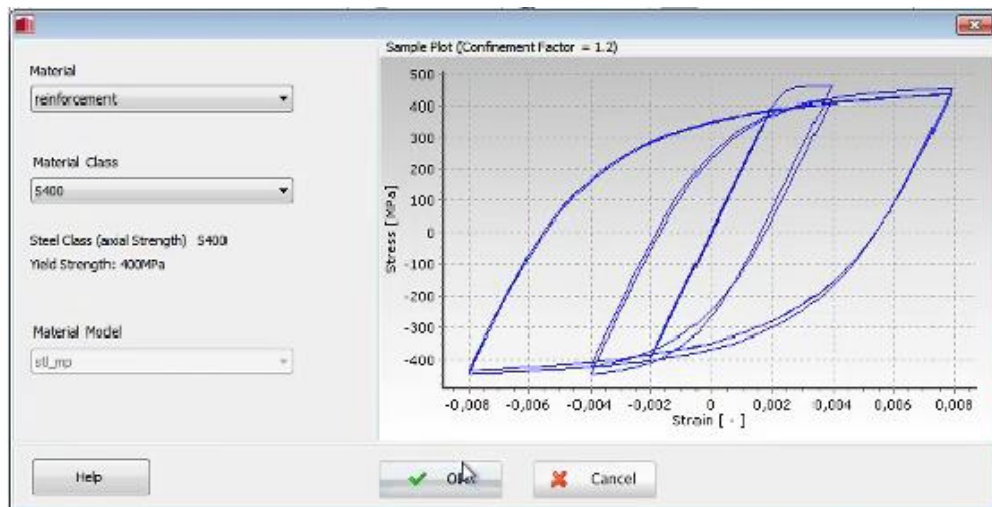


Figura 92: Definición de las características del acero.

Fuente: Autores

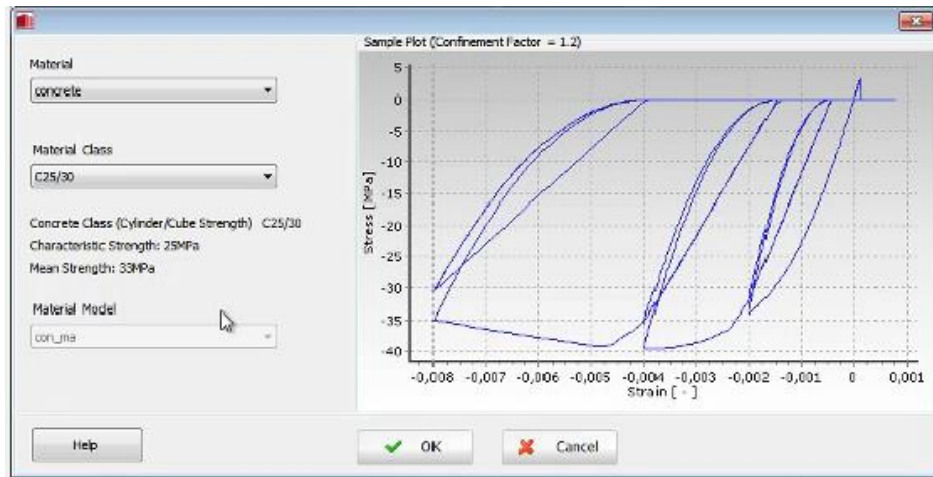


Figura 93: Definición de las características del hormigón.

Fuente: Autores

4.2.2.4 Creación de secciones

En la ventana *New Section* se define el tipo de sección como *Reinforced concrete rectangular section* (Figura 94) y se añaden las dimensiones de columnas y vigas, así como su acero de refuerzo.

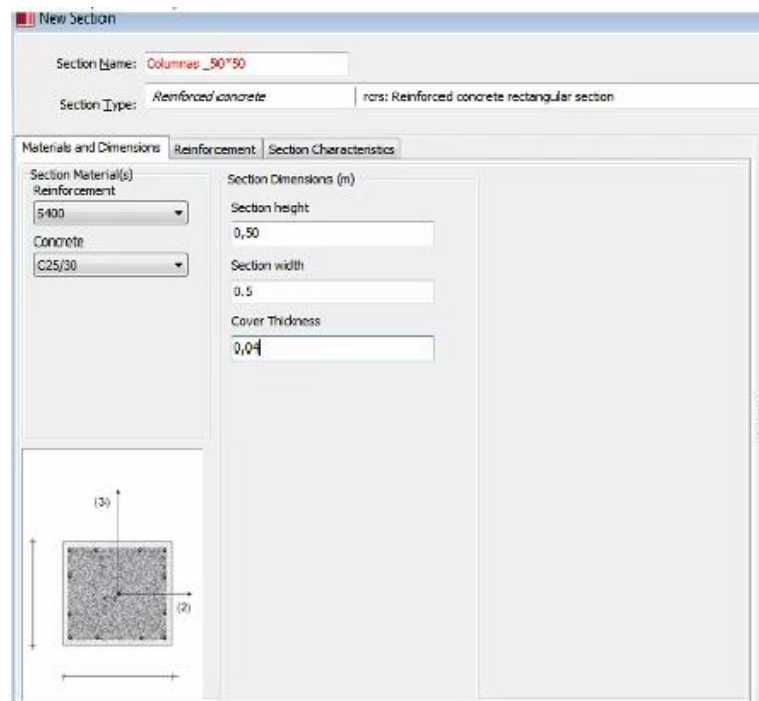


Figura 94: Creación de secciones.

Fuente: Autores

4.2.2.5 Definición de elementos

En la ventana *New Element Class* (Figura 95) se escoge la opción *Inelastic forced based frame element* que corresponde a los elementos del pórtico que se pueden deformar en el rango inelástico y se lo añade tanto a columnas como a vigas.

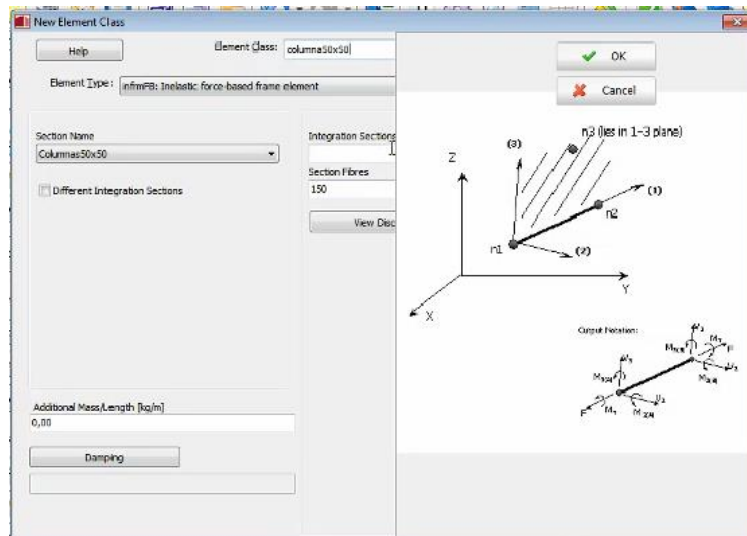


Figura 95: Definición de elementos.

Fuente: Autores

4.2.2.6 Definición de la conectividad entre elementos

En la ventana *New Element* (Figura 96) se selecciona el elemento creado anteriormente y los nodos inicial y final al que corresponde dicho elemento.

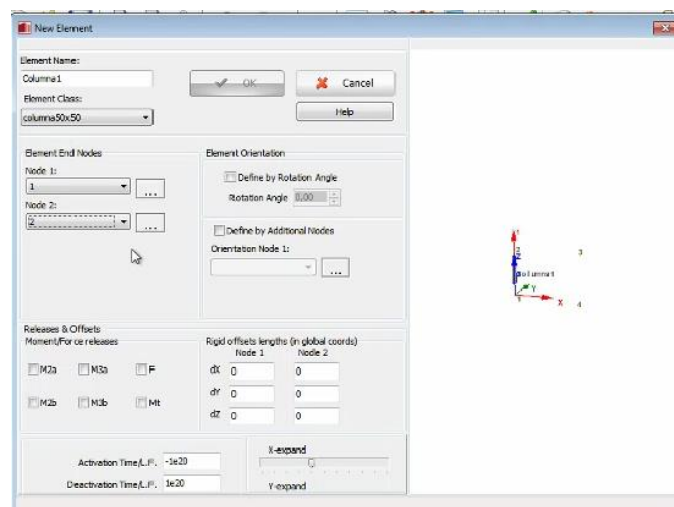


Figura 96: Conectividad entre elementos.

Fuente: Autores

4.2.2.7 Asignación de apoyos

Se selecciona el nodo al cual se le debe colocar un apoyo y en la ventana *New Restrain Type* (Figura 97) se colocan las restricciones; para este caso los apoyos son empotrados por lo tanto se restringen todos los movimientos.

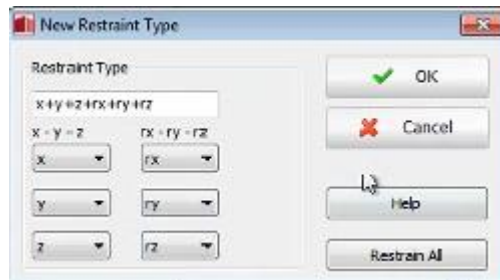


Figura 97: Asignación de apoyos.

Fuente: Autores

4.2.2.8 Asignación de cargas

En la ventana *Add Nodal Load* (Figura 98) se ingresan las cargas obtenidas en la distribución de la fuerza sísmica por ejes en la sección 3.3.4.10.2

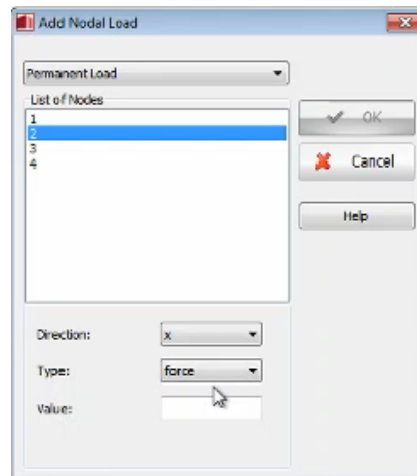


Figura 98: Asignación de cargas.

Fuente: Autores

4.2.2.9 Pórtico con empotramiento como apoyo

El pórtico modelado en *SeismoStruct* tiene la configuración mostrada en la Figura 99:

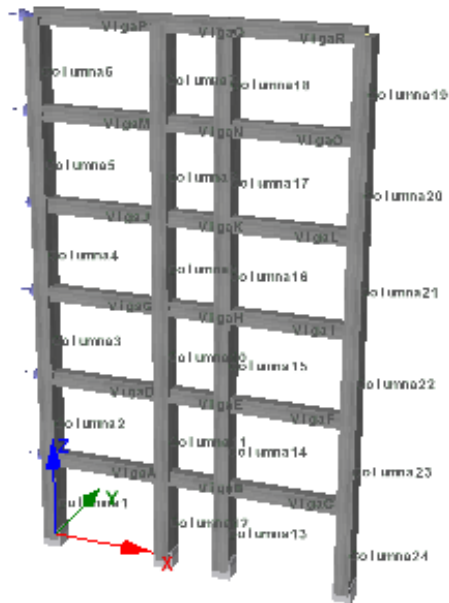


Figura 99: Modelo en SeismoStruct con empotramiento.

Fuente: Autores

4.2.2.10 Pórtico con resortes equivalentes como apoyo

Para este pórtico se debe borrar las restricciones colocadas anteriormente y se debe incluir el apoyo tipo *link* para ello se abre la ventana *New Element Class* en donde se añaden los valores de K_x , K_y y K_z (Figura 100) para fuerza y momento calculadas en la sección 4.1

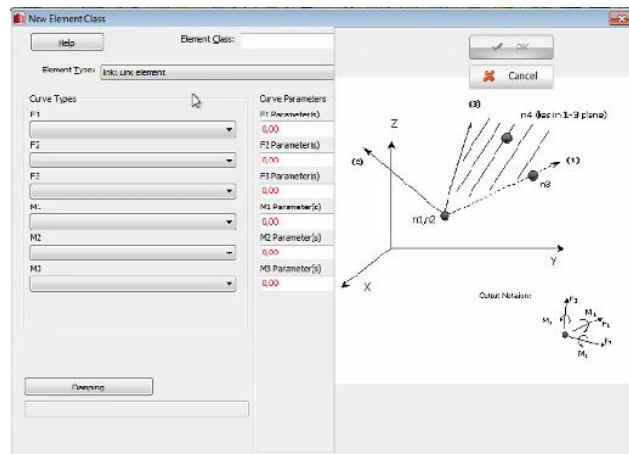


Figura 100: Creación de resortes.

Fuente: Autores

4.2.3 Análisis en *SeismoStruct*

La modelación en el software *SeismoStruct* se realizó con la finalidad de evaluar la fluencia de las varillas de acero en las secciones colocadas en el modelo. Para ello se abre la ventana *Edit Stress Point* en la pestaña *Analysis Output*. (Figura 101)

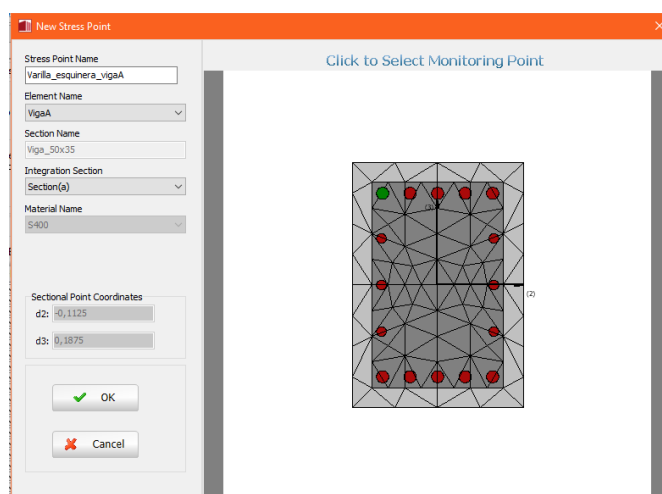


Figura 101: Definición del tipo de evaluación en SeismoStruct suelo E.

Fuente: Autores

A continuación, en la Tabla 129, Tabla 130, Tabla 131, Tabla 133 y Tabla 134 se indican los resultados obtenidos para los modelos con y sin resortes para los 3 tipos de suelos:

Tabla 129: Deformaciones en viga y columna suelo E

Deformación (m) Suelo E	Con empotramiento	Con resortes
Strain - Varrilla_esquinera_Columna1	2,617E-04	-2,746E-04
Strain - Varrilla_esquinera_columna2	-1,704E-04	-2,746E-04
Strain - Varrilla_esquinera_columna3	-1,228E-04	-1,356E-04
Strain - Varrilla_esquinera_columna4	-1,038E-04	-1,214E-04
Strain - Varrilla_esquinera_columna5	-1,581E-05	-1,040E-04
Strain - Varrilla_esquinera_columna6	-1,689E-05	-2,581E-05
Strain - Varilla_esquinera_vigaA	-4,721E-04	-5,119E-04
Strain - Varilla_Esquinera_vigaB	-5,585E-04	-5,462E-04
Strain - Varilla_esquinera_vigaC	-5,118E-04	-5,356E-04

Fuente: Autores

Tabla 130: Esfuerzos en viga y columna suelo E

Esfuerzo (Kpa) Suelo E	Con empotramiento	Con resortes
Stress - Varrilla_esquinera_Columna1	-52331,19	-54921,10
Stress - Varrilla_esquinera_columna2	-34078,09	-54921,10
Stress - Varrilla_esquinera_columna3	-24557,60	-27128,79
Stress - Varrilla_esquinera_columna4	-20761,25	-24278,04
Stress - Varrilla_esquinera_columna5	-3162,30	-20806,25
Stress - Varrilla_esquinera_columna6	-3377,19	-5162,16
Stress - Varilla_esquinera_vigaA	-94419,22	-102373,26
Stress - Varilla_Esquinera_vigaB	-111693,14	-109235,17
Stress - Varilla_esquinera_vigaC	-102357,71	-107127,70

Fuente: Autores

Tabla 131: Deformaciones en viga y columna suelo C

Deformación (m) Suelo C	Con empotramiento	Con resortes
Strain - Varrilla_esquinera_Columna1	-2,705E-04	-2,857E-04
Strain - Varrilla_esquinera_columna2	-1,467E-04	-1,360E-04
Strain - Varrilla_esquinera_columna3	-1,216E-04	-1,236E-04
Strain - Varrilla_esquinera_columna4	-1,024E-04	-1,013E-04
Strain - Varrilla_esquinera_columna5	-2,544E-05	-2,751E-05
Strain - Varrilla_esquinera_columna6	-2,430E-05	-2,565E-05
Strain - Varilla_esquinera_vigaA	-4,820E-04	-5,213E-04
Strain - Varilla_Esquinera_vigaB	-5,702E-04	-5,659E-04
Strain - Varilla_esquinera_vigaC	-5,241E-04	-5,435E-04

Fuente: Autores

Tabla 132: Esfuerzos en viga y columna suelo C

Esfuerzo (Kpa) Suelo C	Con empotramiento	Con resortes
Stress - Varrilla_esquinera_Columna1	-54099,99	-57136,70
Stress - Varrilla_esquinera_columna2	-29345,52	-27198,47
Stress - Varrilla_esquinera_columna3	-24311,29	-24715,35
Stress - Varrilla_esquinera_columna4	-20474,34	-20254,97
Stress - Varrilla_esquinera_columna5	-5088,72	-5501,93
Stress - Varrilla_esquinera_columna6	-4859,34	-5129,61
Stress - Varilla_esquinera_vigaA	-96390,23	-104254,08
Stress - Varilla_Esquinera_vigaB	-114043,20	-113181,80
Stress - Varilla_esquinera_vigaC	-104824,73	-108704,32

Fuente: Autores

Tabla 133: Deformaciones en viga y columna suelo A

Deformación (m) Suelo A	Con empotramiento	Con resortes
Strain - Varrilla_esquinera_Columna1	-1,841E-04	-1,874E-04
Strain - Varrilla_esquinera_columna2	-1,361E-04	-1,190E-04
Strain - Varrilla_esquinera_columna3	-5,625E-05	-5,936E-05
Strain - Varrilla_esquinera_columna4	-4,943E-06	-7,896E-06
Strain - Varrilla_esquinera_columna5	-1,620E-05	-1,346E-05
Strain - Varrilla_esquinera_columna6	-1,612E-05	-1,677E-05
Strain - Varilla_esquinera_vigaA	-2,837E-04	-3,110E-04
Strain - Varilla_Esquinera_vigaB	-2,950E-04	-3,000E-04
Strain - Varilla_esquinera_vigaC	-2,701E-04	-2,817E-04

Fuente: Autores

Tabla 134: Esfuerzos en viga y columna suelo A

Esfuerzo (Kpa) Suelo A	Con empotramiento	Con resortes
Stress - Varrilla_esquinera_Columna1	-36827,12	-37485,22
Stress - Varrilla_esquinera_columna2	-27219,11	-23792,97
Stress - Varrilla_esquinera_columna3	-11249,01	-11871,94
Stress - Varrilla_esquinera_columna4	-988,69	-1579,11
Stress - Varrilla_esquinera_columna5	-3240,32	-2692,90
Stress - Varrilla_esquinera_columna6	-3224,83	-3354,33
Stress - Varilla_esquinera_vigaA	-56734,38	-62198,00
Stress - Varilla_Esquinera_vigaB	-58991,99	-60005,87
Stress - Varilla_esquinera_vigaC	-54025,80	-56339,33

Fuente: Autores

4.3 Creación del modelo en Robot Structural Analysis (Método estático equivalente)

4.4 Modelo con empotramiento como apoyo (utilizando Método estático equivalente)

Para este paso se sigue el procedimiento descrito en la sección 3.6 sin incluir el análisis modal espectral ya que este representa un análisis dinámico. Para considerar la fuerza sísmica se ocuparán los valores obtenidos con el método estático equivalente calculados en la Tabla 24, Tabla 25 y Tabla 26; estos valores serán añadidos como fuerzas nodales como se indica en la Figura 102 y Figura 103.

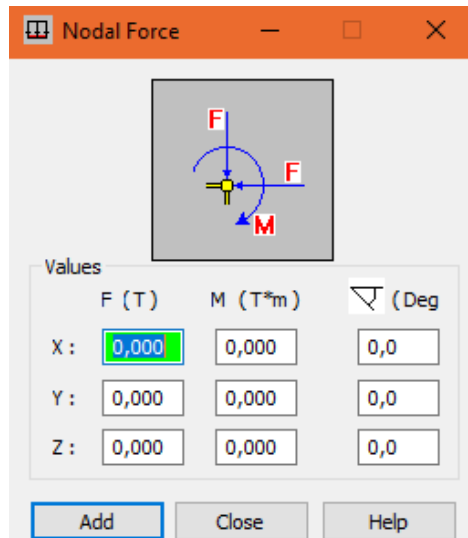


Figura 102: Colocación de fuerzas sísmicas estáticas.

Fuente: Autores

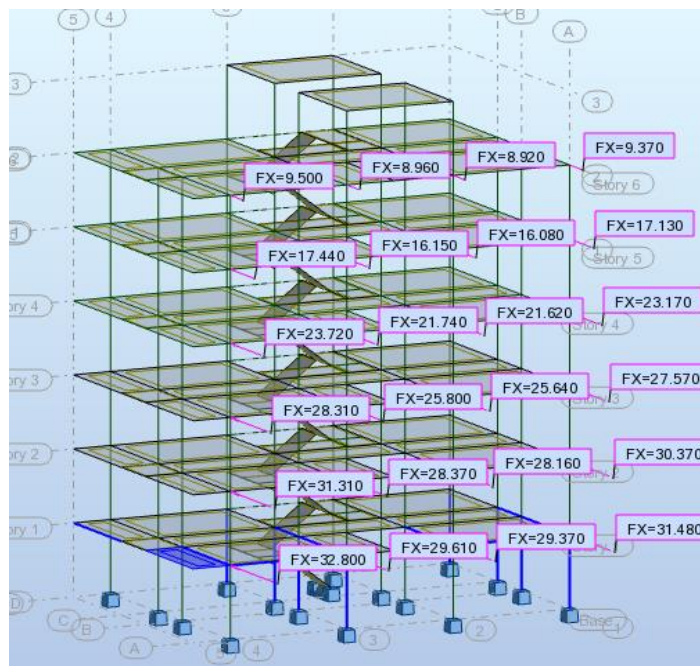


Figura 103: Modelo con empotramiento y carga sísmica estática.

Fuente: Autores

4.4.1 Modelo con resortes equivalentes como apoyo (utilizando Método estático equivalente)

En este apartado se toma el modelo creado en el paso anterior y se borran los empotramientos perfectos los cuales serán sustituidos por resortes en la ventana

Support definition. (Figura 104) En cada una de los casilleros se colocan las contantes calculadas en 4.1 obteniendo el modelo indicado en la Figura 105.

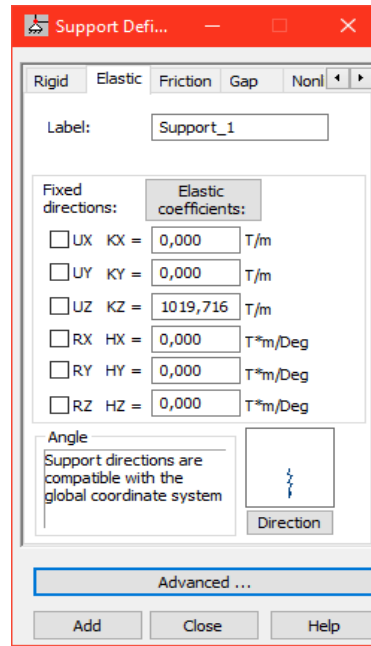


Figura 104: Creación de resortes.

Fuente: Autores

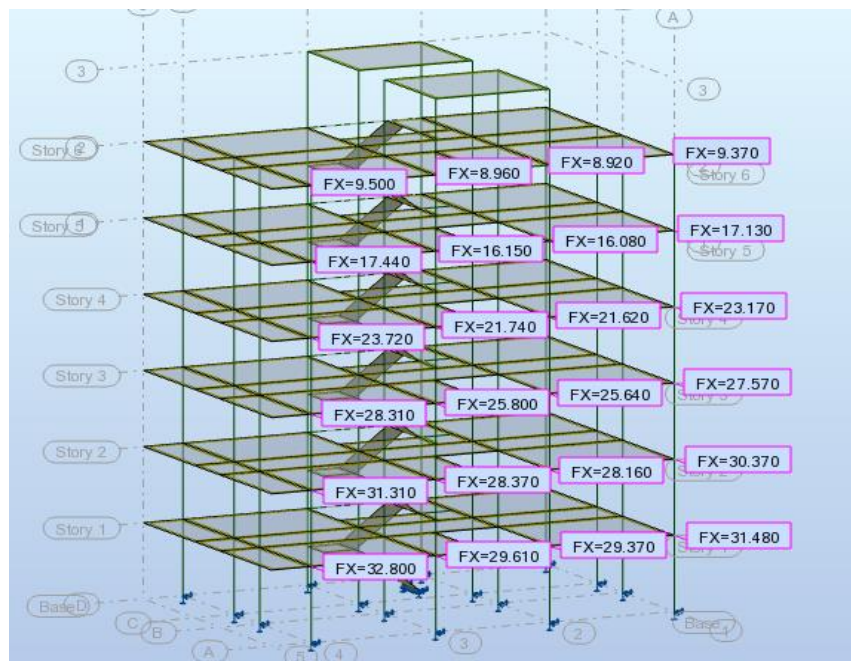


Figura 105: Modelo con resortes y carga sísmica estática.

Fuente: Autores

4.4.2 Rectificación del acero de refuerzo de columnas y vigas

Es necesario realizar la rectificación del acero de refuerzo puesto que los diseños presentados anteriormente toman en cuenta el análisis modal espectral, pero para poder comparar los resultados es necesario obtener un nuevo acero de refuerzo considerando el método estático equivalente. Para este paso se tomará la viga y columna más desfavorable del modelo con resortes y con empotramiento y carga sísmica estática (método estático equivalente) y se determinará un nuevo A_s sin cambiar las dimensiones de la sección como se muestra en la Tabla 135

Tabla 135: Rectificación del acero de refuerzo

Vigas				
Tipo de suelo		A	C	E
As (con empotre)	cm ²	13,74	27,72	29,67
As (con resorte)	cm ²	13,23	25,57	27,51
Columnas				
Tipo de suelo		A	C	E
ρ (con empotre)	%	1,96	3,08	3,08
ρ (con resorte)	%	1,72	2,16	2,45

Fuente: Autores

4.5 Interpretación de Resultados

4.5.1 Revisión de la irregularidad por torsión

Para realizar el chequeo se seguirá el procedimiento descrito en la sección 3.8.5.

4.5.1.1 Modelo con empotramiento

Estado de carga: S_x (Figura 106)

Eje X

$$6.659 < 1,2 * \frac{(6.659 + 6.634)}{2}$$

$6.659 < 7.975 \therefore$ No existe irregularidad torsional

Eje Y

$$6.659 < 1,2 * \frac{(6.659 + 4.368)}{2}$$

$6.659 > 6.616 \therefore$ Existe irregularidad torsional

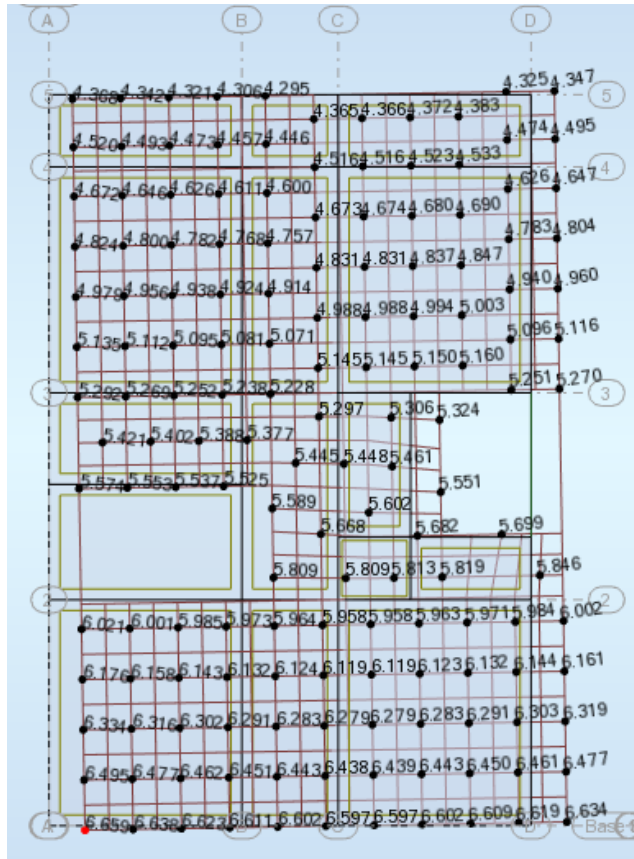


Figura 106: Desplazamientos para Carga estática en dirección X suelo E.

Fuente: Autores

Estado de carga: Sy (Figura 107)

Eje X

$$10.401 < 1,2 * \frac{(10.401 + 7.331)}{2}$$

10.401 < 10.639 ∴ *No Existe irregularidad torsional*

Eje Y

$$10.401 < 1,2 * \frac{(10.401 + 10.337)}{2}$$

10.401 < 12.443 ∴ *No existe irregularidad torsional*

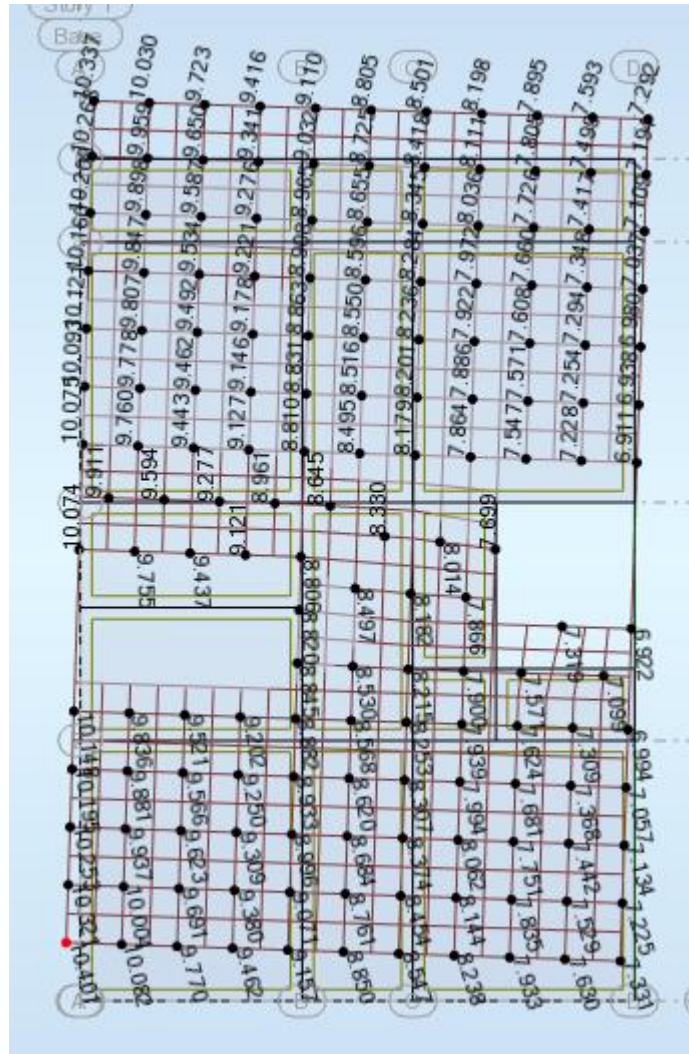


Figura 107: Desplazamientos para Carga estática en dirección Y suelo E.

Fuente: Autores

En la Tabla 136 y Tabla 137 se indican los resultados obtenidos para los diferentes tipos de suelos

Tabla 136: Revisión de la irregularidad torsional en dirección X para los 3 tipos de suelos

Irregularidad Torsional	Sismo X					
	Δ máx		Δ promedio x	Δ promedio y	Δ max < 1,2 Δ prom	Δ max < 1,2 Δ prom
	Eje X	Eje Y				
Suelo A	3.452	3.452	4.135	3.436	Cumple	No Cumple
Suelo C	6.306	6.306	6.274	7.701	Cumple	No Cumple
Suelo E	6.659	6.659	7.975	6.616	Cumple	No Cumple

Fuente: Autores

Tabla 137: Revisión de la irregularidad torsional en dirección Y para los 3 tipos de suelos

Irregularidad Torsional	Sismo Y					
	Δ máx		Δ promedio x	Δ promedio y	Δ max < 1,2 Δprom	Δ max < 1,2 Δprom
	Eje X	Eje Y				
Suelo A	5.402	5.402	5.526	6.462	Cumple	Cumple
Suelo C	9.860	9.860	10.086	1.795	Cumple	Cumple
Suelo E	10.401	10.401	10.639	12.443	Cumple	Cumple

Fuente: Autores

4.5.1.2 Modelo con resortes

Estado de carga: Sx (Figura 108)

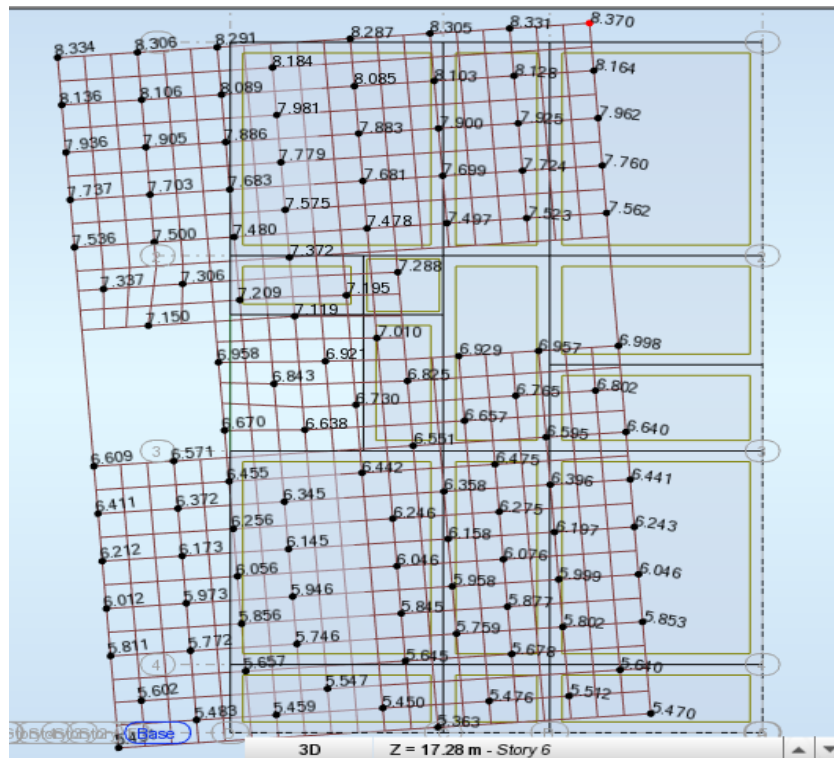


Figura 108: Desplazamientos para Carga estática en dirección X suelo E.

Fuente: Autores

Eje X

$$8.37 < 1,2 * \frac{(8.37 + 8.334)}{2}$$

$8.37 < 10.022 \therefore$ No existe irregularidad torsional

Eje Y

$$8.37 < 1,2 * \frac{(8.37 + 5.47)}{2}$$

8.37 > 8.304 ∴ Existe irregularidad torsional

Estado de carga: Sy (Figura 109)

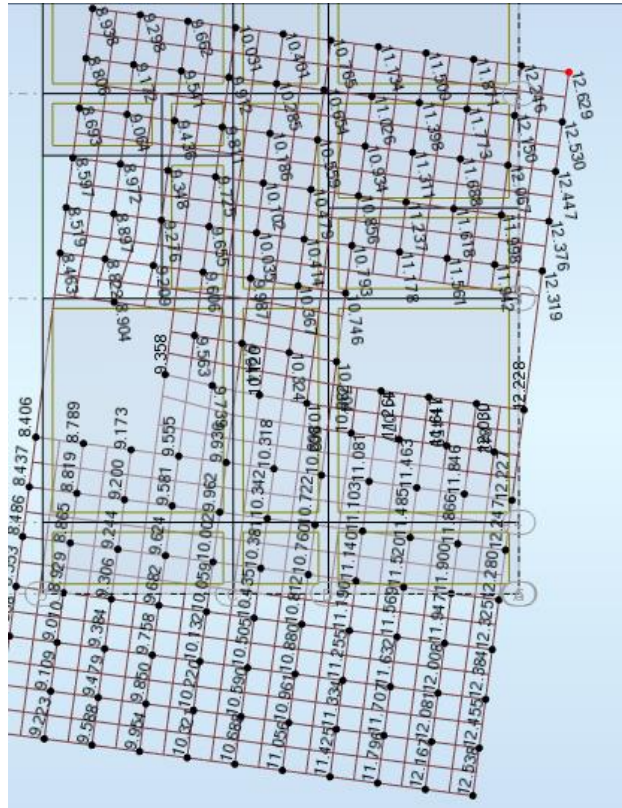


Figura 109: Desplazamientos para Carga estática en dirección Y suelo E.

Fuente: Autores

Eje X

$$12.629 < 1,2 * \frac{(12.629 + 8.938)}{2}$$

12.629 > 10.022 ∴ Existe irregularidad torsional

Eje Y

$$12.629 < 1,2 * \frac{(12.629 + 12.53)}{2}$$

12.629 < 15.095 ∴ No existe irregularidad torsional

En la Tabla 138 y Tabla 139 se indican los resultados obtenidos para los diferentes tipos de suelos

Tabla 138: Revisión de la irregularidad torsional en X para los 3 tipos de suelos

Irregularidad Torsional	Sismo X					
	Δ máx		Δ promedio x	Δ promedio y	Δ max < 1,2 Δ prom	Δ max < 1,2 Δ prom
	Eje X	Eje Y				
Suelo A	4.148	4.148	4.966	4.113	Cumple	No Cumple
Suelo C	7.767	7.767	9.3	7.701	Cumple	No Cumple
Suelo E	8.37	8.37	10.022	8.304	Cumple	No Cumple

Fuente: Autores

Tabla 139: Revisión de la irregularidad torsional en Y para los 3 tipos de suelos

Irregularidad Torsional	Sismo y					
	Δ máx		Δ promedio x	Δ promedio y	Δ max < 1,2 Δ prom	Δ max < 1,2 Δ prom
	Eje X	Eje Y				
Suelo A	6.408	6.408	6.558	7.661	Cumple	Cumple
Suelo C	11.837	11.837	12.481	14.152	Cumple	Cumple
Suelo E	12.629	12.629	10.022	15.095	No Cumple	Cumple

Fuente: Autores

4.5.2 Revisión de derivas

Para calcular las derivas se seguirá el procedimiento descrito en la sección 3.8.3

4.5.2.1 Modelo con empotramiento

Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 140, Tabla 141, Tabla 142, Tabla 143, Tabla 144 y Tabla 145

Tabla 140: Control de derivas dirección x suelo E con empotramiento

Nivel	δ (mm)	Δe (mm/mm)	Δi (mm/mm)	$\Delta i < 0,02$	
N+	2,88	16,730	0,0058	0,0349	no cumple
N+	5,76	39,670	0,0080	0,0478	no cumple
N+	8,64	58,620	0,0066	0,0395	no cumple
N+	11,52	72,140	0,0047	0,0282	no cumple
N+	14,40	80,570	0,0029	0,0176	Cumple
N+	17,28	84,820	0,0015	0,0089	Cumple

Fuente: Autores

Tabla 141: Control de derivas dirección Y suelo E con empotramiento

Nivel		$\delta(\text{mm})$	Δe (mm/mm)	Δi (mm/mm)	$\Delta i < 0,02$
N+	2,88	30,460	0,0106	0,0635	no cumple
N+	5,76	72,340	0,0145	0,0873	no cumple
N+	8,64	108,030	0,0124	0,0744	no cumple
N+	11,52	135,310	0,0095	0,0568	no cumple
N+	14,40	154,090	0,0065	0,0391	no cumple
N+	17,28	162,990	0,0031	0,0185	Cumple

Fuente: Autores

Tabla 142: Control de derivas dirección x suelo C con empotramiento

Nivel		$\delta(\text{mm})$	Δe (mm/mm)	Δi (mm/mm)	$\Delta i < 0,02$
N+	2,88	13,098	0,0045	0,0273	no cumple
N+	5,76	30,180	0,0059	0,0356	no cumple
N+	8,64	43,900	0,0048	0,0286	no cumple
N+	11,52	53,460	0,0033	0,0199	Cumple
N+	14,40	59,380	0,0021	0,0123	Cumple
N+	17,28	62,550	0,0011	0,0066	Cumple

Fuente: Autores

Tabla 143: Control de derivas dirección Y suelo C con empotramiento

Nivel		$\delta(\text{mm})$	Δe (mm/mm)	Δi (mm/mm)	$\Delta i < 0,02$
N+	2,88	20,430	0,0071	0,0426	no cumple
N+	5,76	48,000	0,0096	0,0574	no cumple
N+	8,64	70,170	0,0077	0,0462	no cumple
N+	11,52	85,330	0,0053	0,0316	no cumple
N+	14,40	94,210	0,0031	0,0185	Cumple
N+	17,28	98,460	0,0015	0,0089	Cumple

Fuente: Autores

Tabla 144: Control de derivas dirección x suelo A con empotramiento

Nivel		$\delta(\text{mm})$	Δe (mm/mm)	Δi (mm/mm)	$\Delta i < 0,02$
N+	2,88	7,170	0,0025	0,0149	Cumple
N+	5,76	15,550	0,0029	0,0175	Cumple
N+	8,64	24,050	0,0030	0,0177	Cumple
N+	11,52	29,290	0,0018	0,0109	Cumple
N+	14,40	32,530	0,0011	0,0068	Cumple
N+	17,28	34,300	0,0006	0,0037	Cumple

Fuente: Autores

Tabla 145: Control de derivas dirección Y suelo A con empotramiento

Nivel		$\delta(\text{mm})$	Δe (mm/mm)	Δi (mm/mm)	$\Delta i < 0,02$
N+	2,88	11,190	0,0039	0,0233	no cumple
N+	5,76	26,300	0,0052	0,0315	no cumple
N+	8,64	38,440	0,0042	0,0253	no cumple
N+	11,52	45,750	0,0025	0,0152	Cumple
N+	14,40	51,610	0,0020	0,0122	Cumple
N+	17,28	53,940	0,0008	0,0049	Cumple

Fuente: Autores

4.5.2.2 Modelo con resortes

Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 146, Tabla 147, Tabla 148, Tabla 149 y Tabla 150

Tabla 146: Control de derivas dirección X suelo E con resortes

Nivel		$\delta(\text{mm})$	Δe (mm/mm)	Δi (mm/mm)	$\Delta i < 0,02$
N+	2,88	22,730	0,0079	0,0474	no cumple
N+	5,76	42,280	0,0068	0,0407	no cumple
N+	8,64	58,410	0,0056	0,0336	no cumple
N+	11,52	70,260	0,0041	0,0247	no cumple
N+	14,40	78,110	0,0027	0,0164	Cumple
N+	17,28	83,000	0,0017	0,0102	Cumple

Fuente: Autores

Tabla 147: Control de derivas dirección Y suelo E con resortes

Nivel		$\delta(\text{mm})$	Δe (mm/mm)	Δi (mm/mm)	$\Delta i < 0,02$
N+	2,88	37,860	0,0131	0,0789	no cumple
N+	5,76	68,290	0,0106	0,0634	no cumple
N+	8,64	92,740	0,0085	0,0509	no cumple
N+	11,52	110,110	0,0060	0,0362	no cumple
N+	14,40	116,850	0,0023	0,0140	Cumple
N+	17,28	126,200	0,0032	0,0195	Cumple

Fuente: Autores

Tabla 148: Control de derivas dirección X suelo C con resortes

Nivel		$\delta(\text{mm})$	Δe (mm/mm)	Δi (mm/mm)	$\Delta i < 0,02$
N+	2,88	21,540	0,0075	0,0449	no cumple
N+	5,76	39,800	0,0063	0,0380	no cumple
N+	8,64	54,750	0,0052	0,0311	no cumple
N+	11,52	59,160	0,0015	0,0092	Cumple
N+	14,40	69,220	0,0035	0,0210	no cumple

Fuente: Autores

Tabla 149: Control de derivas dirección Y suelo C con resortes

Nivel		$\delta(\text{mm})$	Δe (mm/mm)	Δi (mm/mm)	$\Delta i < 0,02$
N+	2,88	34,220	0,0119	0,0713	no cumple
N+	5,76	64,350	0,0105	0,0628	no cumple
N+	8,64	85,490	0,0073	0,0440	no cumple
N+	11,52	103,450	0,0062	0,0374	no cumple
N+	14,40	111,620	0,0028	0,0170	Cumple
N+	17,28	118,200	0,0023	0,0137	Cumple

Fuente: Autores

Tabla 150: Control de derivas dirección X suelo A con resortes

Nivel		$\delta(\text{mm})$	Δe (mm/mm)	Δi (mm/mm)	$\Delta i < 0,02$
N+	2,88	11,65	0,0040	0,0243	no cumple
N+	5,76	21,47	0,0034	0,0205	no cumple
N+	8,64	29,47	0,0028	0,0167	Cumple
N+	11,52	35,19	0,0020	0,0119	Cumple
N+	14,40	38,9	0,0013	0,0077	Cumple
N+	17,28	41,095	0,0008	0,0046	Cumple

Fuente: Autores

Tabla 151: Control de derivas dirección Y suelo A con resortes

Nivel		$\delta(\text{mm})$	Δe (mm/mm)	Δi (mm/mm)	$\Delta i < 0,02$
N+	2,88	19,500	0,0068	0,0406	no cumple
N+	5,76	35,102	0,0054	0,0325	no cumple
N+	8,64	47,565	0,0043	0,0260	no cumple
N+	11,52	56,209	0,0030	0,0180	Cumple
N+	14,40	60,932	0,0016	0,0098	Cumple
N+	17,28	64,032	0,0011	0,0065	Cumple

Fuente: Autores

CAPÍTULO 5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

- Respecto al área de acero de los elementos estructurales como vigas y columnas, se concluye que la interacción suelo – estructura estática tiene influencia cuando se trata de suelos de calidad media – baja como es el caso de los suelos tipo C y E puesto que se requiere menor acero de refuerzo; en el caso del suelo tipo A la diferencia entre el acero calculado para el modelo con empotramiento y con resortes es mínima por lo que se puede decir que para suelos de buena calidad no influye la interacción suelo – estructura estática.
- Respecto a las deformaciones se puede evidenciar que los modelos con resortes tienen mayor deformación que los modelos con empotramiento; en el caso del suelo A, en promedio, las deformaciones en el modelo con empotramiento son de 0,000140 m mientras que en el modelo con resortes es de 0,000144 m resultando así una diferencia de 2,78%. En el caso del suelo C la diferencia porcentual entre las deformaciones del modelo empotrado y con resortes es de 3,08% y para el suelo E la diferencia es de 32,38 %, por lo que se puede concluir que la interacción suelo - estructura no incrementa de manera significativa las deformaciones de la estructura cuando se trata de suelos tipo A y C, pero existe aumento considerable en las mismas cuando el suelo es de baja calidad como el suelo E.
- En el caso del suelo E los esfuerzos producidos en las varillas colocadas en vigas y columnas para el modelo con empotramiento en promedio es de 38008,37 KPa. Mientras que para el modelo con resortes es de 56217,07 KPa. Existiendo una diferencia porcentual de 32,38% lo cual representa un cambio
- considerable entre ambos modelos.
- En los modelos con resortes y con empotramiento para los 3 tipos de suelos analizados (A, C y E) se observa que el acero no fluyó, sin embargo, para los modelos considerando resortes como apoyo la fluencia es mayor que la obtenida en los modelos con empotramiento. Con esto se puede concluir que los métodos de cálculo para el área de acero son conservadores ya que se ocupa factores de seguridad como mayoración de momentos para así evitar que la fluencia del acero pase del rango elástico al plástico.

- Los resultados obtenidos en el diseño de los elementos estructurales con el análisis modal espectral y los diseños obtenidos considerando la distribución de la fuerza sísmica con el método estático equivalente evidencian que, al ser este último un método conservador, requiere mayores secciones y área de acero.
- En base a los resultados obtenidos en el cálculo de la rigidez de las zapatas, se concluye que es necesario tomar en cuenta la influencia de las cadenas de cimentación ya que actúan como resortes laterales lo cual provoca el aumento de la rigidez lateral de la zapata dando un resultado que se asemeja más a la realidad.

5.2 Recomendaciones

- Se recomienda utilizar modelos estructurales considerando la interacción suelo – estructura para edificaciones con cinco o más niveles ya que la carga a soportar por las zapatas va a ser mayor y esto tendrá mayor influencia en las rigideces de éstas.
- Se recomienda realizar un estudio de suelos del lugar donde se implantará la edificación para conocer detalladamente las propiedades de éste y así decidir si es necesario incluir el análisis de la interacción suelo – estructura.
- Se recomienda colocar el mayor número de resortes equivalentes posibles al momento de modelar las zapatas en el software para asegurar que los resultados obtenidos sean concordantes con la realidad.
- Se recomienda analizar las estructuras considerando la interacción suelo - estructura en suelos de baja calidad como es el caso de los suelos tipo E ya que los diseños serán más reducidos y por ende más económicos.
- Al momento de modelar las estructuras en el software es recomendable utilizar el mayor número de puntos para graficar los espectros de diseño ya que esto influye directamente en el diseño de vigas y columnas.
- Se recomienda utilizar el programa un software que realice el análisis de los elementos estructurales utilizando el método de elementos finitos ya que los resultados obtenidos son más cercanos a la realidad.
- Es recomendable investigar sobre las normas para diseño de edificaciones de otros países ya que la norma actual de Ecuador (NEC 15) en su capítulo de

Cimentaciones y Geotecnia solo explica brevemente el concepto de interacción suelo – estructura mas no detalla un procedimiento para ejecutarlo.

- Se recomienda colocar mayor número de resortes en el caso del suelo E para que los resultados obtenidos se ajusten más a la realidad.

CAPÍTULO 6.- BIBLIOGRAFÍA

- I. ACI 318. (2014). *American Concrete Institute, Reglamento para Concreto Estructural.*
- II. Aguiar , R. (2008). *Análisis Sísmico de Edificios.* Quito: Centro de investigaciones científicas.
- III. COVENIN. (2002). *Criterios y acciones mínimas para el proyecto de Edificaciones.*
- IV. Cuota Yanez, A., Guaita Fernández, M., & López Villar, M. (2003). *Cimentaciones Superficiales y Estructuras de Contención. Teoría y Problemas resueltos.* Lugo .
- V. Ellestein Russek, A. (2011). *La Interacción Suelo Estructura en la práctica.* Tlalnepantla: Laboratorios Tlalli, S.A. de C.V.
- VI. Freire Tellado, M. (2000). *Interacción del suelo, cimiento y estructura: el caso de las zapatas (1era parte).* Coruña : Dpto . de Tecnología de la Construcción.
- VII. Galicia Guarniz, W, & León Vasquez, J. (2007). *Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones de albañilería confinada con plateas de cimentación.* Lima: Universidad Privada Antenor Orrego .
- VIII. Graux, D. (1975). *Fundamentos de Mecánica del Suelo. Proyecto de Muros y Cimentaciones.* Barcelona: Editores Técnicos Asociados, s.a.
- IX. Hernandez Velazco, E. (2013). *Análisis de la interacción dinámica suelo - estructura de un edificio desplantado en la zona de Lago de la Ciudad de México.* Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México.

- X. Jurado Cabañes, C. (2012). *Problemas de interacción suelo - estructura en cimentaciones y muros de contención. Influencia de los fenómenos de despegue y deslizamiento* . Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- XI. Mejía Bermejo, L. (2017). *Interacción dinámica suelo - estructura*. Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- XII. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda . (2015). *Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado*.
- XIII. NEC_SE_CG. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Cargas no Sísmicas* .
- XIV. NEC_SE_CM. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción; capítulo de Cimentaciones y Geotécnia*.
- XV. NEC_SE_DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Peligro sísmico - Diseño Sismo Resistente*.
- XVI. NEC_SE_HM. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Estructuras de Hormigón Armado*.
- XVII. Orlando Giraldo, B. (2003). *Estructuras de Hormigón 2* . Colombia: Universidad Nacional de Colombia .
- XVIII. Pérez Valcárcel, J. (2013). *Métodos de cálculo de cimentaciones superficiales* .Obtenido de <https://www.udc.es/dep/dtcon/estructuras/ETSAC/Publicaciones/pub-val/Suelos/Zapatas%20EHE.pdf>

- XIX. SeismoSoft. (2013). *SeismoStruct v6.5. A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures* . Obtenido de <http://www.seismosoft.com>
- XX. Villareal Castro, G. (2009). *Interacción sísmica suelo - estructura en edificaciones con zapatas aisladas*. Lima.
- XXI. Villaroel Bejarano, C. E. (2016). *Análisis y Diseño de Estructuras con AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2016*. Santa Cruz, Bolivia: SENAPI.
- XXII. W.Tasai, S., & Miravete, A. (1988). *Diseño y Análisis de Materiales Compuestos*. Reverté, S.A.
- XXIII. Zeevaer, L. (1980). *Interacción suelo – estructura, estática y sísmica de cimentaciones monolíticas superficiales*. Ciudad de México.