

UNIVERSIDAD DE HUANUCO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

**“OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL EMPLEANDO EL MODELO
INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA Y EL MODELO
NORMATIVO PERUANO EN EL INSTITUTO PEDAGÓGICO
PÚBLICO JUANA MORENO, DISTRITO DE LLATA –
HUAMALÍES – HUÁNUCO - 2021”**

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

AUTOR: Rojas Miraval, Marco Augusto

ASESOR: Taboada Trujillo, William Paolo

HUÁNUCO – PERÚ
2022

U

D

H

**TIPO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN:**

- Tesis (X)
- Trabajo de Suficiencia Profesional()
- Trabajo de Investigación ()
- Trabajo Académico ()

LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN: Estructuras
AÑO DE LA LÍNEA DE INVESTIGACIÓN (2020)

CAMPO DE CONOCIMIENTO OCDE:

Área: Ingeniería, Tecnología

Sub área: Ingeniería civil

Disciplina: Ingeniería civil

DATOS DEL PROGRAMA:

Nombre del Grado/Título a recibir: Título
Profesional de Ingeniero Civil

Código del Programa: P07

Tipo de Financiamiento:

- Propio (X)
- UDH ()
- Fondos Concursables ()

DATOS DEL AUTOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 72317448

DATOS DEL ASESOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 40847625

Grado/Título: Maestro en medio ambiente y
desarrollo sostenible, mención en gestión ambiental

Código ORCID: 0000-0002-4594-1491

DATOS DE LOS JURADOS:

N°	APELLIDOS Y NOMBRES	GRADO	DNI	Código ORCID
1	Jacha Rojas, Johnny Prudencio	Maestro en ingeniería de sistemas e informática con mención en: gerencia de sistemas y tecnologías de información	40895876	0000-0001- 7920-1304
2	Valdivieso Echevarria, Martin Cesar	Maestro en gestión pública	22416570	0000-0002- 0579-5135
3	Abal García, Hamilton Denniss	Maestro en gerencia pública	43962001	0000-0002- 8378-9152



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

Facultad de Ingeniería

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO(A) CIVIL

En la ciudad de Huánuco, siendo las **16:00** horas del día **jueves 07 de julio de 2022**, mediante la plataforma Google Meet, en cumplimiento de lo señalado en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco, se reunieron los **Jurados Calificadores** integrado por los docentes:

- MG. JOHNNY PRUDENCIO JACHA ROJAS - PRESIDENTE
- MG. MARTÍN CÉSAR VALDIVIESO ECHEVARRÍA - SECRETARIO
- MG. HAMILTON DENNISS ABAL GARCÍA - VOCAL

Nombrados mediante la RESOLUCIÓN N° 1298-2022-D-FI-UDH, para evaluar la Tesis intitulada: "OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL EMPLEANDO EL MODELO INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA Y EL MODELO NORMATIVO PERUANO EN EL INSTITUTO PEDAGÓGICO PÚBLICO JUANA MORENO, DISTRITO DE LLATA – HUAMALÍES – HUÁNUCO - 2021", presentado por el (la) Bachiller. Marco Augusto ROJAS MIRAVAL, para optar el Título Profesional de Ingeniero(a) Civil.

Dicho acto de sustentación se desarrolló en dos etapas: exposición y absolución de preguntas; procediéndose luego a la evaluación por parte de los miembros del Jurado.

Habiendo absuelto las objeciones que le fueron formuladas por los miembros del Jurado y de conformidad con las respectivas disposiciones reglamentarias, procedieron a deliberar y calificar, declarándolo **APROBADO** por **UNANIMIDAD** con el calificativo cuantitativo de **16** y cualitativo de **BUENO** (Art. 47).

Siendo las 16:59 horas del día jueves 7 del mes de julio del año 2022, los miembros del Jurado Calificador firman la presente Acta en señal de conformidad.

Presidente

Secretario

Vocal

DEDICATORIA

Esta tesis está dedicado a los alumnos, graduandos, maestrandos e ingenieros amantes de la Ingeniería Estructural.

AGRADECIMIENTOS

La presente tesis agradece a los que hicieron posible su ejecución, desde el punto de vista técnico, económico y moral.

ÍNDICE

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTOS.....	III
ÍNDICE.....	IV
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VIII
INDICE DE TABLAS.....	XIII
RESUMEN.....	XVI
ABSTRACT.....	XVII
INTRODUCCION.....	XVIII
CAPÍTULO I.....	19
PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	19
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	19
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	20
1.2.1. PROBLEMA GENERAL.....	20
1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS	20
1.3. OBJETIVO GENERAL	20
1.4. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	20
1.5. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	21
1.6. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN	21
1.7. VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN	22
CAPÍTULO II.....	23
MARCO TEÓRICO	23
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	23
2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES.....	23
2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES.....	24
2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES	24

2.2.	BASES TEÓRICAS.....	25
2.2.1.	INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO ESTRUCTURA	25
2.2.2.	CONCEPTUALIZACIÓN DE LA ISE.....	26
2.2.3.	RIGIDEZ RELATIVA ISE (FUERZAS APLICADAS EN EL SISTEMA DE CIMENTACION).....	27
2.2.4.	ESQUEMAS DE CALCULO DE EDIFICACIONES UTILIZANDO LA FLEXIBILIDAD DEL SUELO DE CIMENTAR.....	30
2.2.5.	METODOS DINÁMICOS DE ISE.....	33
2.2.6.	DISEÑO SISMORRESISTENTE (E.030):.....	41
2.2.7.	OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.....	54
2.2.8.	DISEÑO EN C.A. – E.060:.....	54
2.2.9.	NORMA E.020 CARGAS.....	62
2.3.	DEFINICIONES CONCEPTUALES	64
2.4.	HIPÓTESIS	68
2.4.1.	HIPÓTESIS GENERAL.....	68
2.4.2.	HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	68
2.5.	VARIABLES	68
2.5.1.	VARIABLE DEPENDIENTE.....	68
2.5.2.	VARIABLE INDEPENDIENTE	68
2.6.	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	69
	CAPITULO III.....	70
	METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	70
3.1.	TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	70
3.1.1.	ENFOQUE	70
3.1.2.	ALCANCE O NIVEL.....	70
3.1.3.	DISEÑO	71
3.2.	POBLACIÓN Y MUESTRA	71
3.3.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	75

3.3.1.	PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS	75
3.3.2.	PARA LA PRESENTACIÓN DE DATOS:.....	75
3.3.3.	PARA EL ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS.	75
3.4.	MODULO II-C - PROCESAMIENTO DE DATOS.....	75
3.4.1.	ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO ESPECTRAL SEGÚN LA NORMA E.030-2018.....	75
3.4.2.	ANÁLISIS SÍSMICO MEDIANTE EL MODELO DINÁMICO D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV.....	84
3.4.3.	ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO MEDIANTE EL METODO DE ISE SEGÚN NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87.....	99
3.5.	MODULO II – A PROCESAMIENTO DE DATOS.	114
3.5.1.	ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO ESPECTRAL SEGÚN LA NORMA E.030-2018.....	114
3.5.2.	ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO MEDIANTE EL MODELO DINÁMICO D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV.....	121
3.5.3.	ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO MEDIANTE EL MODELO DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA SEGÚN NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87.....	130
CAPITULO IV		138
RESULTADOS		138
4.	PROCESAMIENTO DE DATOS	138
4.1.	PROCESAMIENTO DE DATOS MODULO II – C.	138
4.1.1.	ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS	138
4.2.	PROCESAMIENTO DE DATOS MODULO II-A	147
4.2.1.	ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS	147
4.3.	MODULO – II-C. INCREMENTO DE LOS PRIMEROS MODOS DE VIBRACIÓN Y DERIVAS DE ENTREPISO, Y DISMINUCION PARCIAL DE ESFUERZOS INTERNOS.....	153

4.4. MODULO – II-A. INCREMENTO DE LOS PRIMEROS MODOS DE VIBRACIÓN Y DERIVAS DE ENTREPISO, Y DISMINUCION PARCIAL DE ESFUERZOS INTERNOS.....	157
CAPITULO V	160
DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	160
CONCLUSIONES	161
RECOMENDACIONES.....	162
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	163
ANEXOS.....	165

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1: DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES EN CIMENTACIONES RÍGIDAS.....	28
FIGURA 2: DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES EN CIMENTACIONES RÍGIDAS.....	28
FIGURA 3: DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES EN CIMENTACIONES RÍGIDAS SOBRE ARCILLAS.....	29
FIGURA 4: DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES EN CIMENTACIONES RÍGIDAS SOBRE ARENAS.....	29
FIGURA 5: ESQUEMA DE CÁLCULO DEL SISTEMA DE FIJACIÓN: A) ESQUEMA TRADICIONAL. B) ESQUEMA CONSIDERANDO LA ISE.....	30
FIGURA 6: ESQUEMA DE CÁLCULO DINÁMICO PARA EL CASO DE APROXIMACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN EL PLANO.....	31
FIGURA 7: ESQUEMA DE CÁLCULO DINÁMICO PARA EL CASO DE APROXIMACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN EL PLANO.....	32
FIGURA 8: COEFICIENTES DE LA RIGIDEZ.....	37
FIGURA 9: ZONAS SÍSMICAS.....	42
FIGURA 10: ESFUERZO CORTANTE EN VIGAS - E.060.....	59
FIGURA 11: RESISTENCIA A FLEXIÓN DE LAS COLUMNAS EN LAS CARAS DE LOS NUDOS - E.060 DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.....	59
FIGURA 12: FUERZA CORTANTE DE DISEÑO DE COLUMNAS - E.060 DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.....	60
FIGURA 13: ZAPATAS COMBINADAS – R. MORALES (2006).....	61
FIGURA 14: ZAPATA CONECTADA.....	61
FIGURA 15: VISTA EN PLANTA – MODULO II-.C DEL INSTITUTO PEDAGÓGICO PUBLICO JUANA MORENO.....	74
FIGURA 16: VISTA EN PLANTA – MODULO II -.A DEL INSTITUTO PEDAGÓGICO PUBLICO JUANA MORENO.....	74
FIGURA 17: ASIGNACIÓN DE LOS PATRONES DE CARGA – MODULO II - C.....	76
FIGURA 18: DEFINICIÓN DE LOS CASOS DE CARGA – MODULO II - C.....	77
FIGURA 19: PARÁMETROS CONSIDERADOS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN X – MODULO II - C.....	78
FIGURA 20: PARÁMETROS CONSIDERADOS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN Y – MODULO II - C.....	79

FIGURA 21: DEFINICIÓN DE LAS COMBINACIONES DE CARGA SEGÚN EL R.N.E. – E.060 – MODULO II - C.....	79
FIGURA 22: DEFINICIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO PARA EL EJE X - MODULO II - C.	80
FIGURA 23: DEFINICIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO PARA EL EJE Y - MODULO II - C.	80
FIGURA 24: PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN PARA LOS EJES X E Y - MODULO II - C.	81
FIGURA 25: MODO DE VIBRACIÓN N°01 ALREDEDOR DEL EJE X - MODULO II - C..	82
FIGURA 26: MODO DE VIBRACIÓN N°02 ALREDEDOR DEL EJE Y - MODULO II - C...	82
FIGURA 27: DISPOSICIÓN DE LAS ZAPATAS AISLADAS DEL MÓDULO II – C.....	91
FIGURA 28: PROPIEDADES DEL MATERIAL PARA ZAPATAS.....	92
FIGURA 29: ASIGNACIÓN DE MASAS Y COEFICIENTES DE RIGIDEZ EN LOS CENTROIDES DE LAS ZAPATAS.....	93
FIGURA 30: EL GRADO DE LIBERTAD DENOMINADO ROTACIÓN ALREDEDOR DEL EJE Z NO FUE CONTEMPLADO PARA EL METODO DE D.D. BARKAN SAVINOV	94
FIGURA 31: RESTRICCIÓN DEL GRADO DE LIBERTAD DE ROTACIÓN ALREDEDOR DEL EJE Z.	95
FIGURA 32: PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN PARA LOS EJES X E Y – MODULO II-C MODELO D.D BARKAN SAVINOV.....	95
FIGURA 33: MODO DE VIBRACIÓN N°01 ALREDEDOR DEL EJE X - MODULO II – C – MODELO D.D BARKAN SAVINOV	97
FIGURA 34: MODO DE VIBRACIÓN N°01 ALREDEDOR DEL EJE Y - MODULO II – C – MODELO D.D BARKAN SAVINOV	97
FIGURA 35: ASIGNACIÓN DE TODOS LOS GRADOS DE LIBERTAD PARA ESTE MODELO NORMA RUSA SNIP.	107
FIGURA 36: ASIGNACIÓN DE MASAS Y COEFICIENTES DE RIGIDEZ EN LOS CENTROIDES DE LAS ZAPATAS.....	108
FIGURA 37: PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN PARA LOS EJES X E Y – MODULO II-C MODELO NORMA RUSA SNIP.	108
FIGURA 38: MODO DE VIBRACIÓN N°01 ALREDEDOR DEL EJE X - MODULO II – C – MODELO NORMA RUSA SNIP.....	110
FIGURA 39: MODO DE VIBRACIÓN N°01 ALREDEDOR DEL EJE Y - MODULO II – C – MODELO NORMA RUSA SNIP.....	110

FIGURA 40: DEFINICIÓN DE LOS PATRONES DE CARGA – MODULO II - A.....	115
FIGURA 41: DEFINICIÓN DE LOS CASOS DE CARGA – MODULO II - C.	115
FIGURA 42: PARÁMETROS CONSIDERADOS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN X – MODULO II - A.	116
FIGURA 43: PARÁMETROS CONSIDERADOS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN Y – MODULO II - A.	117
FIGURA 44: DEFINICIÓN DE LAS COMBINACIONES DE CARGA SEGÚN EL R.N.E. – E.060 – MODULO II - C.....	117
FIGURA 45: DEFINICIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO PARA EL EJE X - MODULO II – A.	118
FIGURA 46: DEFINICIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO PARA EL EJE Y - MODULO II – A.	118
FIGURA 47: PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN PARA LOS EJES X E Y - MODULO II - A.....	119
FIGURA 48: MODO DE VIBRACIÓN N°01 ALREDEDOR DEL EJE X - MODULO II - A.	120
FIGURA 49: MODO DE VIBRACIÓN N°01 ALREDEDOR DEL EJE Y - MODULO II - A.	120
FIGURA 50: DISPOSICIÓN DE LAS ZAPATAS AISLADAS DEL MÓDULO II – A.	123
FIGURA 51: PROPIEDADES DEL MATERIAL PARA ZAPATAS.....	124
FIGURA 52: ASIGNACIÓN DE MASAS Y COEFICIENTES DE RIGIDEZ EN LOS CENTROIDES DE LAS ZAPATAS.....	125
FIGURA 53: EL GRADO DE LIBERTAD DENOMINADO ROTACIÓN ALREDEDOR DEL EJE Z NO FUE CONTEMPLADO PARA EL MODELO DE D.D. BARKAN SAVINOV	126
FIGURA 54: RESTRICCIÓN DEL GRADO DE LIBERTAD DE ROTACIÓN ALREDEDOR DEL EJE Z.	127
FIGURA 55: PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN PARA LOS EJES X E Y – MODULO II-A MODELO D.D BARKAN SAVINOV	127
FIGURA 56: MODO DE VIBRACIÓN N°01 ALREDEDOR DEL EJE X - MODULO II – A – MODELO D.D BARKAN SAVINOV	128
FIGURA 57: MODO DE VIBRACIÓN N°01 ALREDEDOR DEL EJE Y - MODULO II – A – MODELO D.D BARKAN SAVINOV	129
FIGURA 58: NO SE ASIGNARON GRADOS DE LIBERTAD EN LOS CENTROIDES DE LAS ZAPATAS PARA ESTE MODELO DE NORMA RUSA SNIP.	133
FIGURA 59: ASIGNACIÓN DE MASAS Y COEFICIENTES DE RIGIDEZ EN LOS CENTROIDES DE LAS ZAPATAS.....	133

FIGURA 60: FUERON ASIGNADOS LAS MASAS CON TODOS LOS GRADOS DE LIBERTAD PARA EL MODELO DE NORMA RUSA SNIP	134
FIGURA 61: PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN PARA LOS EJES X E Y – MODULO II-A MODELO NORMA RUSA SNIP	134
FIGURA 62: MODO DE VIBRACIÓN N°01 ALREDEDOR DEL EJE X - MODULO II – A – MODELO NORMA RUSA SNIP	135
FIGURA 63: MODO DE VIBRACIÓN N°01 ALREDEDOR DEL EJE Y - MODULO II – A – MODELO NORMA RUSA SNIP	136
FIGURA 64: COMPARATIVA DE LOS MODOS DE VIBRACIÓN SEGÚN E.030, BARKAN SAVINOV Y NORMA RUSA SNIP	139
FIGURA 65: COMPARATIVA DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO DEL EJE X SEGÚN E.030, BARKAN SAVINOV Y NORMA RUSA SNIP	140
FIGURA 66: COMPARATIVA DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO DEL EJE Y SEGÚN E.030, BARKAN SAVINOV Y NORMA RUSA SNIP	140
FIGURA 67: COMPARATIVA DE LOS ESFUERZOS AXIALES EN COLUMNAS SEGÚN E.030, BARKAN SAVINOV Y NORMA RUSA SNIP	141
FIGURA 68: COMPARATIVA DE LOS ESFUERZOS CORTANTES EN COLUMNAS SEGÚN E.030, BARKAN SAVINOV Y NORMA RUSA SNIP	142
FIGURA 69: COMPARATIVA DE LOS ESFUERZOS TORSORES EN COLUMNAS SEGÚN E.030, BARKAN SAVINOV Y NORMA RUSA SNIP	142
FIGURA 70: COMPARATIVA DE LOS MOMENTOS FLECTORES EN COLUMNAS SEGÚN E.030, BARKAN SAVINOV Y NORMA RUSA SNIP	143
FIGURA 71: COMPARATIVA DE LOS ESFUERZOS AXIALES EN MUROS ESTRUCTURALES SEGÚN E.030, BARKAN SAVINOV Y NORMA RUSA SNIP	144
FIGURA 72: COMPARATIVA DE LOS ESFUERZOS CORTANTES EN MUROS ESTRUCTURALES SEGÚN E.030, BARKAN SAVINOV Y NORMA RUSA SNIP .	145
FIGURA 73: COMPARATIVA DE LOS ESFUERZOS TORSORES EN MUROS ESTRUCTURALES SEGÚN E.030, BARKAN SAVINOV Y NORMA RUSA SNIP .	145
FIGURA 74: COMPARATIVA DE LOS MOMENTOS FLECTORES EN MUROS ESTRUCTURALES SEGÚN E.030, BARKAN SAVINOV Y NORMA RUSA SNIP .	146
FIGURA 75: COMPARATIVA DE LOS MODOS DE VIBRACIÓN SEGÚN E.030, BARKAN SAVINOV Y NORMA RUSA SNIP.....	147
FIGURA 76: COMPARATIVA DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO DEL EJE X SEGÚN E.030, BARKAN SAVINOV Y NORMA RUSA SNIP	148

FIGURA 77: COMPARATIVA DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO DEL EJE Y SEGÚN E.030, BARKAN SAVINOV Y NORMA RUSA SNIP	148
FIGURA 78: COMPARATIVA DE LOS ESFUERZOS AXIALES EN COLUMNAS SEGÚN E.030, BARKAN SAVINOV Y NORMA RUSA SNIP	150
FIGURA 79: COMPARATIVA DE LOS ESFUERZOS CORTANTES EN COLUMNAS SEGÚN E.030, BARKAN SAVINOV Y NORMA RUSA SNIP	151
FIGURA 80: COMPARATIVA DE LOS ESFUERZOS TORSORES EN COLUMNAS SEGÚN E.030, BARKAN SAVINOV Y NORMA RUSA SNIP	151
FIGURA 81: COMPARATIVA DE LOS MOMENTOS FLECTORES EN COLUMNAS SEGÚN E.030, BARKAN SAVINOV Y NORMA RUSA SNIP	152

INDICE DE TABLAS

TABLA 1: DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE C_0	36
TABLA 2: CARGAS VIVAS MINIMAS – E.020 CARGAS.	63
TABLA 3: OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES – ELABORACIÓN PROPIA.....	69
TABLA 4: TABLA DE LA POBLACIÓN EN GENERAL – ELABORACIÓN PROPIA.	72
TABLA 5: MODOS DE VIBRACIÓN	82
TABLA 6: DISTORSIONES DE ENTREPISO PARA EL EJE X - MODULO II - C.	83
TABLA 7: DISTORSIONES DE ENTREPISO PARA EL EJE Y - MODULO II - C.	83
TABLA 8: ESFUERZOS MÁXIMOS EN COLUMNAS - MODULO II - C.	84
TABLA 9: ESFUERZOS MÁXIMOS EN MUROS ESTRUCTURALES - MODULO II - C.....	84
TABLA 10: MODOS DE VIBRACIÓN	96
TABLA 11: DERIVAS DE ENTREPISO PARA EL EJE X - MODULO II – C – MODELO D.D BARKAN SAVINOV.....	98
TABLA 12: DERIVAS DE ENTREPISO PARA EL EJE Y - MODULO II – C – MODELO D.D BARKAN SAVINOV.....	98
TABLA 13: ESFUERZOS MÁXIMOS EN COLUMNAS - MODULO II – C – MODELO D.D BARKAN SAVINOV.....	98
TABLA 14: ESFUERZOS MÁXIMOS EN MUROS ESTRUCTURALES - MODULO II – C – MODELO D.D BARKAN SAVINOV	99
TABLA 15: MODOS DE VIBRACIÓN	109
TABLA 16: DERIVAS DE ENTREPISO PARA EL EJE X - MODULO II – C – MODELO NORMA RUSA SNIP.	111
TABLA 17: DERIVAS DE ENTREPISO PARA EL EJE Y - MODULO II – C – MODELO NORMA RUSA SNIP.	111
TABLA 18: ESFUERZOS MÁXIMOS EN COLUMNAS - MODULO II – C – MODELO NORMA RUSA SNIP.	111
TABLA 19: ESFUERZOS MÁXIMOS EN MUROS ESTRUCTURALES - MODULO II – C – MODELO NORMA RUSA SNIP.....	111
TABLA 20: COEFICIENTES DE RIGIDEZ PARA EL MÓDULO II – C PARA LOS MODELOS DE D.D. BARKAN SAVINOV Y NORMA RUSA SNIP.	112
TABLA 21: MASAS DE ZAPATAS PARA EL MÓDULO II – C CORRESPONDIENTE A LOS MODELOS DE BARKAN SAVINOV Y NORMA RUSA SNIP.	112
TABLA 22: MODOS DE VIBRACIÓN	119

TABLA 23: DERIVAS DE ENTREPISO PARA EL EJE X - MODULO II - A.	121
TABLA 24: DERIVAS DE ENTREPISO PARA EL EJE X - MODULO II - A.	121
TABLA 25: ESFUERZOS MÁXIMOS EN COLUMNAS - MODULO II - A.....	121
TABLA 26: MODOS DE VIBRACIÓN	128
TABLA 27: DERIVAS DE ENTREPISO PARA EL EJE X - MODULO II – A – MODELO D.D BARKAN SAVINOV.....	129
TABLA 28: DERIVAS DE ENTREPISO PARA EL EJE X - MODULO II – A – MODELO D.D BARKAN SAVINOV.....	129
TABLA 29: ESFUERZOS MÁXIMOS EN COLUMNAS - MODULO II – C – MODELO D.D BARKAN SAVINOV.....	130
TABLA 30: MODOS DE VIBRACIÓN	135
TABLA 31: DERIVAS DE ENTREPISO PARA EL EJE X - MODULO II – A – MODELO NORMA RUSA SNIP	137
TABLA 32: DERIVAS DE ENTREPISO PARA EL EJE Y - MODULO II – A – MODELO NORMA RUSA SNIP	137
TABLA 33: ESFUERZOS MÁXIMOS EN COLUMNAS - MODULO II – C – MODELO NORMA RUSA SNIP	138
TABLA 34: COMPARATIVA DE MODOS DE VIBRACIÓN, SEGÚN E.030, BARKAN Y NORMA RUSA SNIP	139
TABLA 35: VARIACIÓN PORCENTUAL DE MODOS DE VIBRACIÓN, SEGÚN E.030, D.D BARKAN Y NORMA RUSA SNIP	153
TABLA 36: VARIACIÓN PORCENTUAL DE DERIVAS DE ENTREPISO, SEGÚN E.030, D.D BARKAN Y NORMA RUSA SNIP	153
TABLA 37: VARIACIÓN PORCENTUAL DE DERIVAS DE ENTREPISO, SEGÚN E.030, D.D BARKAN Y NORMA RUSA SNIP	154
TABLA 38: VARIACIÓN PORCENTUAL DE DERIVAS DE ENTREPIOS, SEGÚN E.030, D.D BARKAN Y NORMA RUSA SNIP	154
TABLA 39: VARIACIÓN PORCENTUAL DE DERIVAS DE ENTREPIOS, SEGÚN E.030, D.D BARKAN Y NORMA RUSA SNIP	154
TABLA 40: VARIACIÓN PORCENTUAL DE ESFUERZOS AXIALES EN COLUMNAS SEGÚN E.030, BARKAN Y NORMA RUSA SNIP	154
TABLA 41: VARIACIÓN PORCENTUAL DE ESFUERZOS CORTANTES EN COLUMNAS SEGÚN E.030, D.D BARKAN Y NORMA RUSA SNIP	155

TABLA 42: VARIACIÓN PORCENTUAL DE ESFUERZOS TORSORES EN COLUMNAS SEGÚN E.030, D.D BARKAN Y NORMA RUSA SNIP	155
TABLA 43: VARIACIÓN PORCENTUAL DE MOMENTOS FLECTORES EN COLUMNAS SEGÚN E.030, D.D BARKAN Y NORMA RUSA SNIP	155
TABLA 44: VARIACIÓN PORCENTUAL DE ESFUERZOS AXIALES EN MUROS ESTRUCTURALES SEGÚN E.030, BARKAN Y NORMA RUSA SNIP	156
TABLA 45: VARIACIÓN PORCENTUAL DE ESFUERZOS CORTANTES EN MUROS ESTRUCTURALES SEGÚN E.030, D.D BARKAN Y NORMA RUSA SNIP	156
TABLA 46: VARIACIÓN PORCENTUAL DE ESFUERZOS TORSORES EN MUROS ESTRUCTURALES SEGÚN E.030, D.D BARKAN Y NORMA RUSA SNIP	156
TABLA 47: VARIACIÓN PORCENTUAL DE MOMENTOS FLECTORES EN COLUMNAS SEGÚN E.030, D.D BARKAN Y NORMA RUSA SNIP	156
TABLA 48: VARIACIÓN PORCENTUAL DE MODOS DE VIBRACIÓN, SEGÚN E.030, D.D BARKAN Y NORMA RUSA SNIP	157
TABLA 49: VARIACIÓN PORCENTUAL DE DERIVAS DE ENTREPISOS, SEGÚN E.030, D.D BARKAN Y NORMA RUSA SNIP	157
TABLA 50: VARIACIÓN PORCENTUAL DE DERIVAS DE ENTREPISOS, SEGÚN E.030, D.D BARKAN Y NORMA RUSA SNIP	158
TABLA 51: VARIACIÓN PORCENTUAL DE DERIVAS DE ENTREPISOS, SEGÚN E.030, D.D BARKAN Y NORMA RUSA SNIP	158
TABLA 52: VARIACIÓN PORCENTUAL DE DERIVAS DE ENTREPISOS, SEGÚN E.030, D.D BARKAN Y NORMA RUSA SNIP	158
TABLA 53: VARIACIÓN PORCENTUAL DE ESFUERZOS AXIALES EN COLUMNAS SEGÚN E.030, D.D BARKAN Y NORMA RUSA SNIP	158
TABLA 54: VARIACIÓN PORCENTUAL DE ESFUERZOS CORTANTES EN COLUMNAS SEGÚN E.030, D.D BARKAN Y NORMA RUSA SNIP	159
TABLA 55: VARIACIÓN PORCENTUAL DE ESFUERZOS TORSORES EN COLUMNAS SEGÚN E.030, D.D BARKAN Y NORMA RUSA SNIP	159
TABLA 56: VARIACIÓN PORCENTUAL DE MOMENTOS FLECTORES EN COLUMNAS SEGÚN E.030, D.D BARKAN Y NORMA RUSA SNIP	159

RESUMEN

Para la presente investigación fueron evaluados dos módulos destinados a laboratorios y oficinas del I.P.P.J.M del distrito de Llata, provincia de Huamalíes, departamento de Huánuco (Zona sísmica 3; Suelo del tipo S_3). Dicha institución fue diseñada usando los lineamientos de la Normativa Peruana, asumiendo un comportamiento lineal elástico y el empotramiento perfecto de la base, es decir sin considerar las características amortiguadoras del conglomerado. Para la aplicación de este método se usaron dos modelos matemáticos, los cuales fueron el de los profesores Barkan – Savinov y el de la norma rusa SNIP “construcciones en zonas sísmicas”, los cuales describen que la estructura vibra con la fundación en forma conjunta amplificando desplazamientos y disminuyendo parcialmente esfuerzos internos en secciones resistentes estructurales.

Al aplicar conjuntamente los modelos de ISE se obtuvo amplificaciones para los periodos fundamentales de vibración, amplificación de las distorsiones de entrepiso y la disminución parcial de esfuerzos internos de diseño como son: fuerzas axiales, esfuerzos cortantes, esfuerzos torsores y momentos flectores evidenciando la hipótesis planteada para esta investigación que es la optimización estructural. Numéricamente se concluyó que los modelos dinámicos de Barkan savinov y norma rusa SNIP incrementaron los modos de vibración del orden del 6.687% hasta 24.566%, así mismo el incrementó de las derivas de entrepiso, lo que representó mayores desplazamientos relativos y también fueron disminuidos las fuerzas axiales del orden del 6.958%, los esfuerzos cortantes del orden de 33.913%, los esfuerzos torsores del orden de 22.541% y los momentos flexionantes del orden de 48.385%.

Palabras Claves: Estructuras, Optimización Estructural, Modelos Dinámicos de Interacción Suelo Estructura, Periodos de Vibración, Derivas de Entrepiso.

ABSTRACT

For the present investigation, two modules destined for laboratories and offices of the I.P.P.J.M of the district of Llata, province of Huamalíes, department of Huánuco (Seismic zone 3; Soil type S_3) were evaluated. Said institution was designed using the guidelines of the Peruvian Regulations, assuming linear elastic behavior and perfect embedding of the base, that is, without considering the damping characteristics of the conglomerate. For the application of this method, two mathematical models were used, which were that of professors Barkan - Savinov and that of the Russian standard SNIP "constructions in seismic zones", which describe that the structure vibrates with the foundation jointly amplifying displacements and partially reducing internal forces in structural resistant sections.

By jointly applying the ISE models, amplifications were obtained for the fundamental periods of vibration, amplification of the interstory distortions and the partial decrease of internal design forces such as: axial forces, shear forces, torsional forces and bending moments, evidencing the proposed hypothesis. for this research that is structural optimization. Numerically, it was concluded that the dynamic models of Barkan savinov and the Russian SNIP standard increased the vibration modes of the order of 6.687% up to 24.566%, as well as the increase in interstory drifts, which represented greater relative displacements and the forces were also decreased. axial forces of the order of 6.958%, the shear forces of the order of 33.913%, the torsional forces of the order of 22.541% and the bending moments of the order of 48.385%.

Keywords: Structures, Structural Optimization, Dynamic Models of Soil-Structure Interaction, Vibration Periods, Story Drifts.

INTRODUCCION

Nuestra región de Huánuco no es ampliamente sísmica, pero posee ciertas zonas consideradas como zona 3 en la escala propuesta por la normativa E.030 diseño sismorresistente, en donde la aceleración de la fundación es de 0.35g y el total de estructuras construidas fueron diseñados asumiendo que el conglomerado no existe y es un medio infinitamente rígido y está orientado solo a describir el trabajo de la estructura como tal. En este trabajo de investigación para alcanzar el objetivo planteado se descompuso en los siguientes capítulos:

CAPITULO I: Aquí fue descrito el problema a resolver con la ejecución de la presente tesis, así mismo se propusieron los objetivos (general y específicos) también se expusieron las justificaciones, limitaciones y viabilidad de la misma.

CAPITULO II: En este capítulo se expuso el marco teórico necesario para la ejecución de la tesis, así mismo los antecedentes internacionales, nacionales y locales, también se planteó la hipótesis a resolver.

CAPITULO III: Aquí fue desarrollado la metodología de la investigación definiéndose el tipo y diseño de la investigación, del mismo modo se definió la población y muestra, así como las técnicas e instrumentos de recolección de datos.

CAPITULO IV: En este capítulo se realizaron los cálculos matemáticos correspondiente a los modelos dinámicos de interacción suelo estructura y a la normativa E.030 "Diseño Sismorresistente", posteriormente se exponen los resultados obtenidos para finalmente realizar el análisis e interpretación de datos.

CAPITULO V: En el presente capítulo la realizó la discusión de resultados obtenidos después del procesamiento de datos, demostrando la hipótesis planteada.

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

La ingeniería estructural en combinación con la ingeniería geotécnica ha evolucionado favorablemente en los últimos años, producto de los movimientos sísmicos ocurridos en todo el mundo y su posterior estudio y análisis en la afectación a estructuras de concreto armado. Inicialmente dentro del análisis lineal elástico tradicional se consideraba al suelo como un elemento de rigidez infinita y se omitía su efecto, pero en estudios posteriores emplearon el método constituido del conglomerado de Morh – Coulomb quien demostró que el conglomerado presentaba un comportamiento del tipo no lineal e inelástico y al juntarlo con los métodos analíticos de ISE de los profesores Barkan – Savinov quedo demostrado que este comportamiento del tipo flexible de la fundación influye en los parámetros estructurales como son: Fuerzas axiales, desplazamientos, cortantes y momentos.

Es bien sabido que nuestro país se sitúa en una zona tremendamente sísmica, debido a ello se realizaron grandes investigaciones relacionadas a la ISE en edificaciones. Ello con la única finalidad de describir la flexibilidad y las propiedades de los conglomerados en contacto con la estructura de concreto armado. Producto de las conclusiones de dichas investigaciones quedó pendiente investigar la optimización en el diseño estructural en una zona sísmica de nuestra región.

Es por ello que nace este trabajo de investigación, basada en el código E. 030 del RNE, en su numeral 4.7.2 se deslinda indicando que, se puede asumir la flexibilidad de la cimentación del tipo superficial de darse el caso y la necesidad. Finalmente cabe recalcar que se eligió esta institución educativa por contener dentro de su sistema de cimentación: zapatas aisladas empotradas perfectamente al terreno de cimentación, así mismo porque en general; se encuentra en la zona 3 ($Z=0.35$) en el departamento de Huánuco y es considerada zona sísmica.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. PROBLEMA GENERAL

¿Se logra determinar la optimización estructural con los modelos de ISE en comparación al modelo normativo peruano del IPPJM del distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco - 2021?

1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

¿Es determinante el método dinámico DD Barkan – O?A Savinov en la optimización estructural del IPPJM del distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco - 2021?

¿Es determinante el método dinámico según norma rusa SNIP 2.02.05-87 en la optimización estructural del IPPJM del distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco - 2021?

¿Cuánto es la optimización del diseño estructural usando los modelos descritos versus el modelo normativo peruano E.030 diseño sismorresistente – 2021 del IPPJM del distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco - 2021?

1.3. OBJETIVO GENERAL

Determinar la optimización estructural mediante la comparación de los modelos de ISE y el modelo normativo peruano en el IPPJM del distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco - 2021.

1.4. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Determinar la optimización estructural usando el método dinámico Barkan – Savinov del IPPJM del distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco – 2021.

Determinar la optimización estructural usando el modelo según norma rusa SNIP 2.02.05-87 del IPPJM del distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco - 2021.

Comparar la optimización estructural usando los modelos descritos versus el modelo normativo peruano E.030 diseño sismorresistente del IPPJM del distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco - 2021.

1.5. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

Este estudio, en función de sus resultados evidenciará la necesidad del análisis de ISE en los diseños de estructuras de infraestructuras educativas del tipo esenciales e importantes, ubicadas en zonas sísmicas 3 y 4 de manera obligatoria con la finalidad de optimizar su diseño estructural.

También esta investigación busca ratificar la afirmación de expresar que el conglomerado no es infinitamente rígido, sino que posee características amortiguadoras como si fuera un resorte de rigidez constante “K” y por ende absorbe cierta cantidad de la fuerza dinámica generada por la acción sísmica. Ello significaría que los componentes estructurales de la edificación tendrían que soportar menores esfuerzos internos conllevando a la optimización estructural.

Debido a los resultados de esta investigación se generan mayores campos de investigación en la rama estructural y geotécnica, contribuyendo esencialmente a las investigaciones relacionadas a los estudios que afirman que para un suelo blando la estructura deberá ser fuerte, mientras que para un suelo fuerte la estructura debería ser débil. Esta afirmación estructural avanzada será respondida con los resultados de esta investigación.

1.6. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN

Los datos y características necesarias para el análisis dinámico suelo – estructura de esta institución educativa fueron utilizados de su propio expediente técnico, con la finalidad de realizar una investigación que se asemeje lo más próximo a la realidad y así contribuir con este tema que combina la ingeniería geotécnica con la ingeniería estructural.

Los resultados obtenidos por parte de la investigación representarán una base de datos válidos para centros educativos (secundarios y superiores) con menor o igual a tres niveles y conformados por el sistema estructural del tipo: Eje “X” Dual y Eje “Y” Muros Estructurales. Y también que sean cimentados sobre zapatas aisladas.

1.7. VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN

La viabilidad mas importante del presente tema de estudio radica en las conclusiones productos de otras investigaciones similares como: Alfaro, G y Copello R. (2017); que concluye que evidencia una reducción de esfuerzos; a su vez Marín Guillen (2019) concluye que la aplicación del modelo de ISE de los profesores Barkan - Savinov influye en los parámetros de cálculo estructural lo que se traduce en la disminución porcentual de esfuerzos internos a nivel de resistencia y rigidez para los componentes estructurales.

También esta investigación es viable debido a que se utilizará las disposiciones establecidas por el RNE en su apartado de Diseño Sismorresistente (E. 030), Diseño en Concreto Armado (E.060), Cargas (E.020) y Albañilería (E. 070). En comparación con los modelos de los profesores Barkan – Savinov y SNIP 2.02.05-87.

Otra característica para estipular la viabilidad de este proyecto de investigación es que se disponen los conocimientos teóricos – técnicos y las herramientas computacionales (Software y hojas de cálculo) para el modelado y calculo estructural tradicional, de base empotrada establecido por nuestra normatividad, y los modelos ya descritos.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Los antecedentes expuestos a continuación corresponden a investigaciones internacionales, nacionales y locales. Dichos antecedentes fueron buscados en los diferentes repositorios que albergan grandes cantidades de proyectos de investigación como son: DIALNET, RENATI, CONCYTEC, etc. Cabe recalcar que no existe libre visualización de tesis extranjeras, es por ello que se seleccionó hasta con una antigüedad de 8 años.

2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

Borda, J. y Rodríguez, J. (2012), en la Universidad Mayor de San Simón de la ciudad de Bolivia, aplicaron su estudio en la ciudad de Cochabamba en Bolivia con la finalidad de evaluar el descenso de las características estructurales como esfuerzos internos en secciones resistentes laterales y el aumento relativo de periodos y derivas. Al finalizar la ejecución de su investigación y producto de la aplicación de la interacción suelo - estructura obtuvieron un descenso de los periodos de vibración y el aumento de las frecuencias de vibración y la modificación de esfuerzos internos en columnas.

Jurado (2012), en la Universidad Politécnica de Madrid, realizó una investigación sobre el comportamiento dinámico del ISE sobre los muros de contención excitadas mediante vibración forzada, este autor se planteó como objetivos que las estructuras esenciales o importantes para la comunidad deben mantenerse en funcionamiento, de donde se concluyó que en suelos blandos la ISE es más evidente, por lo que sería necesario saber en qué tipo de suelo aplicar este fenómeno, si se tratara de suelos blandos sería de suma importancia aplicar los modelos de interacción suelo estructura.

Isidoro (2016), en la UNAM, realizó un estudio relacionada al fenómeno de ISE; propone como objetivo determinar los periodos

fundamentales y el comportamiento viscoelástico del suelo mexicano, concluyendo la vital importancia que significan que los periodos fundamentales sean amplificados en comparación a lo obtenido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 2004 (NTCDS-2004).

2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES

Meza (2018); en la universidad San Martín de Porres, desarrolló una investigación denominada “Optimización del diseño estructural de un edificio multifamiliar en suelos blandos, con el modelo de interacción suelo – estructura, en Lurin - Lima” teniendo por principal objetivo verificar la respuesta estructural de una estructura de 7 pisos diseñado por muros estructurales cimentados sobre suelos blandos del norte del Perú, combinándolo con el modelo numérico de la estructura y el aporte de las características propias del conglomerado, obtuvo reducción significativa de los esfuerzos internos. Ello se debió a que el suelo puede amortiguar en cierta medida los esfuerzos sísmicos, con dicha reducción pudo optimizar los volúmenes de acero en el diseño estructural.

Alfaro, G y Copello R. (2017); en la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, desarrollaron una investigación denominada “Comparativo de análisis estructural considerando interacción suelo – estructura (ISE) vs empotrado, para un edificio de oficinas de 5 pisos, en la ciudad de Lima, con sistema dual, según la propuesta de la Norma E.030-2014”, en la ejecución de la investigación y con la finalidad de investigar los efectos de la interacción suelo estructura y aplicando los principios de los elementos agrietados, al finalizar expuso en sus resultados la reducción de esfuerzos y una optimización del acero del 5%.

2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES

Primo (2018); en la Universidad de Huánuco, realizó una investigación denominada “Estudio comparativo del modelo ISE y el método normado en la reacción estructural del módulo de la facultad de ciencias económicas de la UNHEVAL”, la cual buscó evidenciar que las

derivadas de entrepiso, periodos fundamentales de vibración y esfuerzos internos son distintos y conservadores al aplicar ISE. Así mismo se realizó un EMS para conocer las propiedades inalteradas de los conglomerados de la población de estudio. Una vez procesado los resultados realizó la comparación de los parámetros en estudio concluyendo que ante un sismo importante se obtendría daños estructurales muy considerables sobre todo en la albañilería.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO ESTRUCTURA

Una manera más acertada de entender el concepto de ISE, se basaría a que un conglomerado ya no es un componente rígido y es transformada en un componente con deformación, en dicho transcurso entre estos dos elementos (conglomerado – estructura), el conglomerado coge una parte de las sollicitaciones de la estructura y esta interacción altera al conglomerado cuando vuelve, entonces la rigidez relativa del sistema de cimentación no tendría exactitud. El modelo de ISE modifica la situación dinámica de las estructuras al ser sometidos a acciones variables en él tiempo. Los factores que causan este fenómeno en la respuesta estructural son:

- Matrices de rigidez del conglomerado y la estructura.
- Características dinámicas del conglomerado de fundación.
- Tipo del sistema de cimentación superficial.
- Propiedades del movimiento sísmico

Para el análisis lineal se considera al conglomerado como un elemento de rigidez infinita, omitiendo la respuesta conglomerado y la flexibilidad del sistema de cimentación. La flexibilidad del conglomerado genera la caída de la rigidez resultante del aumento en el periodo natural de la estructura. Este aumento en los periodos naturales, modifica la respuesta modal de la estructura, por lo que es un fenómeno importante y sobre todo necesario de las normativas de diseño. (Dominguez, 2014, pág. 3).

2.2.2. CONCEPTUALIZACIÓN DE LA ISE

Canales, 2005, expresa que los sistemas de cimentación componen un rol sumamente importante para la edificación ya que envían las solicitaciones de la edificación con dirección al conglomerado y los materiales que lo componen serán capaces de poseer suficiente facultad a sufrir deformaciones.

Debido a ello, es importante afirmar que la ISE representa un subconjunto de la ingeniería estructural encargada de investigar las deformaciones del conglomerado del sistema de cimentación en el instante que son sometidas por la rigidez estructural. El fenómeno de ISE se estudia estáticamente o dinámicamente, lo cual es estudiado por la IESE, o puede ser en condiciones dinámicas, lo cual cae en el campo de la IDSE.

Entonces la interacción entre la estructura de cimentación y el conglomerado estará basada en hallar una familia de sistemas de reacciones que, al ser aplicadas al sistema de cimentación y a la masa del conglomerado, generen los mismos movimientos diferenciales entre los dos elementos. Ello será logrado al basarse en las leyes de la física que describen la conducta de la masa del conglomerado y también los métodos de cálculo estructural para el cálculo para la obtención de esfuerzos y deformaciones, tomando en cuenta las estipulaciones de los cursos de mecánica de materiales con la cual se ejecutara el sistema de cimentación superficial” (Apuntes ingeniería civil, 2018).

En líneas generales, los pasos para el cálculo de la ISE son:

- Se deberán determinar los desplazamientos de la estructura lineal. El cálculo de los desplazamientos deberá ser los afectados por la solicitación de cargas actuantes sobre la estructura y se efectuará por el método de rigidez.
- Se obtiene los desplazamientos del conglomerado del suelo de fundación. Estos se hallan en base a las solicitaciones de cargas que actúan sobre él (aplicando la tercera ley de Newton, la cual

indica que para toda reacción existe una reacción igual en magnitud y de sentido contrario).

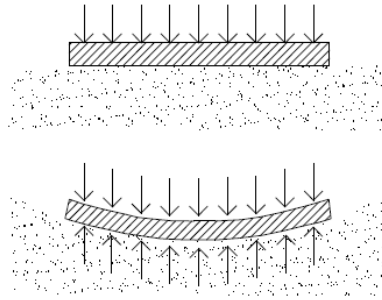
- Después de obtenido las matrices de rigidez de la estructura y del conglomerado se aplica la compatibilidad de deformaciones entre estos dos elementos, para finalmente obtener las deformaciones de ambas.

2.2.3. RIGIDEZ RELATIVA ISE (FUERZAS APLICADAS EN EL SISTEMA DE CIMENTACION).

Se sabe que la transferencia de esfuerzos de la superestructura a la masa del conglomerado representa un complejo problema de investigación entre el trinomio implicado: Super estructura, sub estructura y masa del conglomerado. Las características a considerar en la ISE será el tipo y características de la fundación de suelo, las secciones del sistema de cimentación y la rigidez relativa conglomerado – super estructura y conglomerado – sistema de cimentacion. Tambien para la carga sobre el desplazamiento de la cimentación, la misma carga sobre el desplazamiento de la estructura a cimentar influirá también restricciones al movimiento y a la respuesta asociada de la masa del conglomerado. En líneas generales, cuando el conglomerado comience a asentar producto de la presión aplicada, la estructura, en base a su rigidez, redistribuirá sus esfuerzos, cambiando así las sollicitaciones para el sistema de cimentación y el conglomerado. El sistema en equilibrio final estará en función de la rigidez ofrecida por el conglomerado – cimentación - estructura. (Pérez, 2012)

El mismo autor ilustra mediante figuras el fenómeno de la ISE. En la figura 3 se ilustra una cimentación puramente flexible asentado directamente sobre el ras de un conglomerado horizontal en la cual existe una fuerza uniforme, debido a que el cimientto es infinitamente flexible, este no tiene la capacidad de soportar los momentos flectores y, por lo tanto, la disposición de esfuerzos para que el conglomerado reaccionará será similar a la disposición de presiones actuantes sobre dicho cimientto.

Figura 1: Distribución de presiones en cimentaciones rígidas.

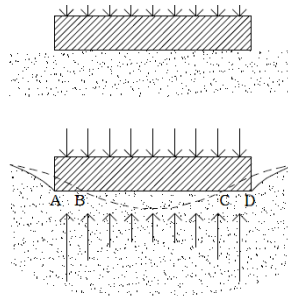


Fuente: Pérez, 2012.

En la figura 4 se muestra una cimentación infinitamente rígida por lo cual el asentamiento de dicha cimentación sería uniforme, en las partes laterales de la cimentación (zonas AB y CD), el asentamiento es mayor que su par de la cimentación flexible; por su parte la cimentación del centro (zona BC), el asentamiento será menor. Por lo tanto, los esfuerzos que ejerce el conglomerado como respuesta del terreno en los laterales del sistema de cimentación rígida serán de magnitud superior a las correspondientes de la cimentación flexible y, de manera contraria, en el centro resultarán menores. Generándose una distribución no uniforme de presiones, de manera que los valores máximos estarán presentes en los laterales y mínimamente en el origen.

Si asumimos que el conglomerado se considera de comportamiento elástico y con gran resistencia, el esfuerzo sobre los puntos A y D serán consideradas prácticamente infinitos. Debido a la capacidad del conglomerado tendría cierto límite.

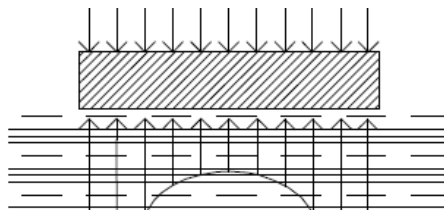
Figura 2: Distribución de presiones en cimentaciones rígidas.



Fuente: Pérez, 2012.

En la figura 5, la disposición de presiones representará en líneas generales muy similares a la del ejemplo anterior; sin embargo, la resistencia limitada del conglomerado generará en los laterales del sistema de cimentación unas regiones de plastificación que disminuirán los esfuerzos de borde y las redistribuirá en dirección del centro de la cimentación.

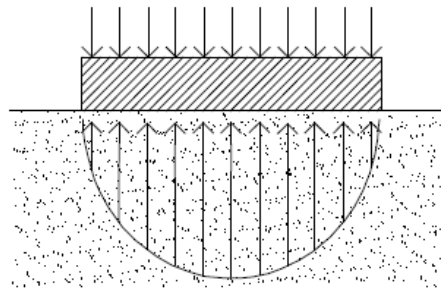
Figura 3: Distribución de presiones en cimentaciones rígidas sobre arcillas.



Fuente: Pérez, 2012.

En la figura 6, se consideran arenas y debido a que la ausencia del confinamiento en el extremo de la cimentación no toleraría el desarrollo de esfuerzos prominentes, la disposición de esfuerzos tomará la forma parabólica.

Figura 4: Distribución de presiones en cimentaciones rígidas sobre arenas.



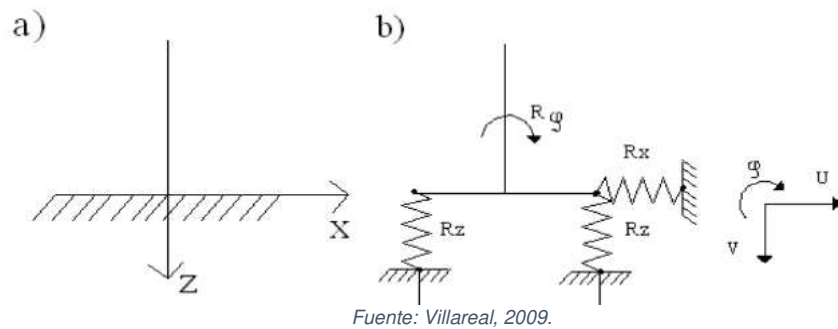
Fuente: Pérez, 2012.

Entonces se define que los gráficos de asentamiento del conglomerado están en función del tipo de conglomerado y de su capacidad de rigidez.

2.2.4. ESQUEMAS DE CALCULO DE EDIFICACIONES UTILIZANDO LA FLEXIBILIDAD DEL SUELO DE CIMENTAR

Se sabe que el planteamiento tradicional para el cálculo de edificios, se realiza asumiendo el empotramiento perfecto de las columnas con el sistema de cimentación, lo cual general realizar una evaluación más detallada de las condiciones de cimentación de los apoyos de la estructura. Si se asume la flexibilidad elástica del conglomerado de cimentación, se puede representar mediante el siguiente esquema de fijación del sistema de cimentación que es del tipo de péndulo invertido. Donde el parámetro “c” representa el ancho del sistema de cimentación. (Villareal, 2019).

Figura 5: Esquema de cálculo del sistema de fijación:
a) Esquema tradicional.
b) Esquema considerando la ISE.



Fuente: Villareal, 2009.

Observándose las siguientes tres fuerzas de reacción:

$$R_x = K_x u$$

$$R_z = K_z v$$

$$R_\phi = K_\phi \phi$$

... Fórmula (2.2)

Dónde:

K_x, K_z, K_ϕ = Parámetros de rigidez de las conexiones

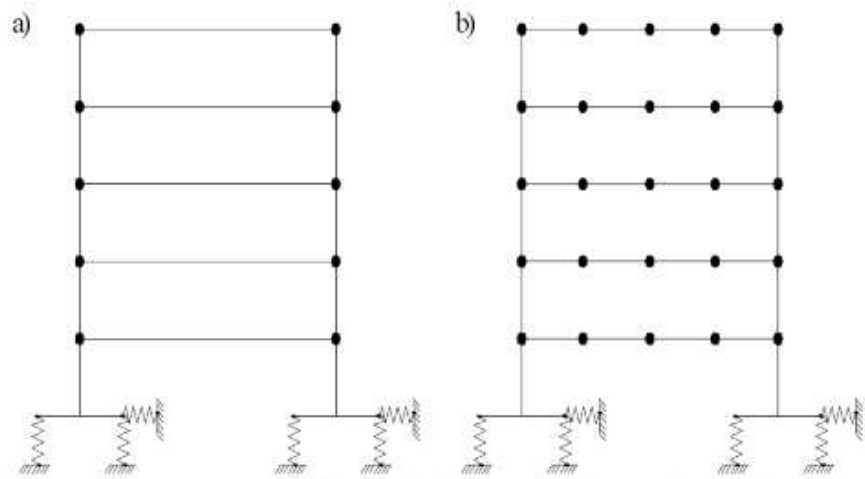
u, v = Desplazamientos en los ejes x, z.

φ = Ángulo de giro

Lo esencial en este tipo de cálculo es, la elección del esquema de cálculo de la estructura. Siendo para el esquema plano el mostrado en la Figura 2.8.

Cuando las masas de entrepiso son aplicadas en los nudos se asume que poseen un comportamiento rígido a flexión, pero si por el contrario se asume que se aplican 5 masas por cada entrepiso se observa el efecto de ISE (Villareal, 2019)

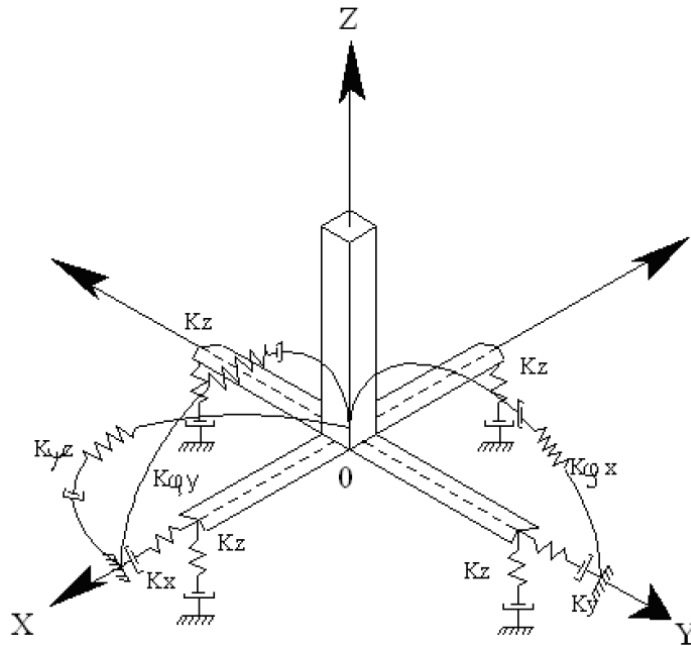
Figura 6: Esquema de cálculo dinámico para el caso de aproximación de la estructura en el plano.



Fuente: Villareal, 2009.

Posteriormente, se grafica el trabajo espacial del armazón estructural de una zapata aislada que asume en su grado de libertad la posibilidad de brote de vibraciones torsionales alrededor de las columnas. El cual debe ser analizado como un cuerpo infinitamente rígido, en donde "0" representa el centro de rigidez de la cimentación. (Villareal, 2019).

Figura 7: Esquema de cálculo dinámico para el caso de aproximación de la estructura en el plano.



Fuente: Villareal, 2009.

Este modelo de cálculo será utilizado para solicitaciones del tipo sísmica, en base a las siguientes hipótesis:

- 1) El sistema de cimentación superficial será evaluada como un medio absolutamente rígido.
- 2) Para la IDSE, la fundación debe ser analizada como una masa puntual aplicada en el centro de gravedad de la zapata aislada.
- 3) El efecto del sismo actúa externamente. Se puede representar el esquema de cálculo, asumiéndose como vector espacial, $V_{(t)}$ que actúa sobre en el centro de gravedad de la cimentación aislada.

La determinación de los coeficientes de rigidez representa el principal problema de la consideración de la flexibilidad del sistema de fundación (Figura 2.9):

K_z = Coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme (Kn/M).

K_x, K_y = Coeficiente de rigidez de desplazamiento elástico uniforme (Kn/M).

$K_{\varphi x}, K_{\varphi y}$ = Coeficiente de rigidez de compresión no uniforme (Kn.M).

$K_{\psi z}$ = Coeficiente de rigidez de desplazamiento no uniforme (Kn.M).

2.2.5. METODOS DINÁMICOS DE ISE

Los siguientes modelos de ISE fueron recopilados de la literatura disponible entre autores rusos.

2.2.5.1. METODO DINÁMICO BARKAN – SAVINOV

Producto de la realización de varios estudios del tipo experimenta para hallar los parametros de rigidez del sistema de cimentación, el profesor ruso Barkan en el año 1948 presento estas siguientes ecuaciones.

$$K_z = C_z A$$

$$K_x = C_x A$$

... Fórmula (2.3)

$$K_{\varphi} = C_{\varphi} I$$

Dónde:

C_z, C_{φ} = parametros de compresión elástica uniforme y no uniforme.

C_x = parametro de desplazamiento elástico uniforme.

A = área de la base de la cimentación.

I = momento de inercia de la base de la cimentación respecto al eje principal, perpendicular al plano de vibración.

Los parametros C_z, C_x, C_{φ} no guardan dependencia solamente de las características elásticas del conglomerado, sino existe la necesita de evaluarlo como ciertas propiedades generalizadas del conglomerado de fundación.

Con la finalidad de establecer las ecuaciones de cálculo para los parámetros C_z, C_x, C_φ estudio dos modelos: modelo del semiespacio elástico isotrópico con un mínimo de peso y el modelo M.M. Filonenko-Borodich. Producto de este estudio se obtuvieron las expresiones siguientes:

$$\begin{aligned}
 C_z &= \chi_z \cdot \frac{E}{1-\mu^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}} \\
 C_x &= \chi_x \cdot \frac{E}{(1+\chi_x \mu)(1+\mu)} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}} \quad \dots \text{Fórmula (2.4)} \\
 C_\varphi &= \chi_\varphi \cdot \frac{E}{1-\mu^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}}
 \end{aligned}$$

Dónde:

$\chi_z, \chi_x, \chi_\varphi$ = Parámetros con dependencia de las secciones de la base de la cimentación.

μ = coeficiente Poisson

Los estudios previos realizados por distintos científicos demuestran que la fórmula (2.4) presenta errores, aun cuando esta dependencia en líneas generales es cercana a la realidad.

Las falencias de este método, se basa en la no representación la dependencia entre los parámetros C_z, C_x, C_φ con las secciones de la base de la cimentación, y sobre todo, no considera las características inerciales de los conglomerados.

Las siguientes características del modelo usado se ejecutaron en base a estudios teóricos, realizados por el científico O.A. Shejter para la situación de vibraciones forzadas de un cuño circular muy pesado, asentado sobre un semiespacio elástico isotrópico pesado. Aun cuando la concepción de masa "adherida" del suelo, propuesta por O.A. Shejter, no tuvo un efecto directo, los estudios experimentales y teóricos generaron la identificación de la dependencia de los parámetros C_z, C_x, C_φ con la presión estática p , que transmite el sistema de cimentación al conglomerado.

Las ecuaciones finales para obtener los parámetros de compresión y desplazamiento de la base del método de D.D. Barkan-O.A. Savinov es:

$$\begin{aligned}
 C_z &= C_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \\
 C_x &= D_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \\
 C_\varphi &= C_0 \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}
 \end{aligned}
 \quad \dots \text{Fórmula (2.5)}$$

Dónde:

C_0, D_0 = Parámetros obtenidos producto de experimentos asumidos para $\rho = \rho_0$.

C_x = Parámetro de desplazamiento elástico uniforme.

a,b = Sección de la cimentación en el plano

Δ = Parámetro empírico, asumido para cálculos prácticos igual a $\Delta = 1m^{-1}$.

Para el parámetro D_0 , producto de los ensayos se puede asumir una dependencia empírica:

$$D_0 = \frac{1-\mu}{1-0,5\mu} \cdot C_0 \quad \dots \text{Fórmula (2.6)}$$

Para cálculos prácticos será necesario utilizar las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 C_0 &= 1,7 \cdot \frac{E_0}{1-\mu^2} \cdot 10^{-3} \left(\frac{kg}{cm^3} \right) \\
 D_0 &= 1,7 \cdot \frac{E_0}{(1+\mu)(1-0,5\mu)} \cdot 10^{-3} \left(\frac{kg}{cm^3} \right)
 \end{aligned}
 \quad \dots \text{Fórmula (2.7)}$$

Donde:

E_o = Módulo de elasticidad, calculado experimentalmente para presión estática del suelo de 0,1 - 0,20 Kg/cm^2 .

Así mismo se pueden utilizar los valores del parametro C_o para $\rho_o = 0,20 \text{ Kg}_{cm^2}$. Seleccionados en función del tipo conglomerado, analizados desde la tabla 1.

Tabla 1: Determinación del coeficiente C_o .

Tipo de perfil	Característica de la base de fundación	Suelo	C_o (kg/cm^3)
S1	Roca o suelos muy rígidos	Arcilla y arena arcillosa dura ($I_L < 0$)	3,0
		Arena compacta ($I_L < 0$)	2,2
		Cascajo, grava, canto rodado, arena densa	2,6
S2	Suelos intermedios	Arcilla y arena arcillosa plástica ($0,25 < I_L \leq 0,5$)	2,0
		Arena plástica ($0 < I_L \leq 0,5$)	1,6
		Arena polvorosa medio densa y densa ($e \leq 0,80$)	1,4
		Arenas de grano fino, mediano y grueso, independientes de su densidad y humedad	1,8
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad ($0,5 < I_L \leq 0,75$)	0,8
		Arena plástica ($0,5 < I_L \leq 1$)	1,0
		Arenas polvorosa, saturada, porosa ($e > 0,80$)	1,2
S4	Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda ($I_L > 0,75$)	0,6
		Arena movediza ($I_L > 1$)	0,6

Fuente: Villareal 2009).

Finalmente es demostrable que el metodo dinámico experimentado por Barkan - Savinov es teórico-experimental, en función de la interacción entre el sistema de cimentación con el conglomerado para vibraciones forzadas. Esta hipótesis recibió diversas críticas del tipo científico, tratándose sobre su aplicación del determinado metodo para la determinacion sísmica de edificaciones considerando la ISE. Ello representa que es demasiado mas conocido, ya que se conoce que el sistema conglomerado - superestructura ante sollicitaciones sísmicas se evalua como un proceso ondulatorio no estacionario.

2.2.5.2. MODELO DINÁMICO NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87

Los parámetros de rigidez de compresión elástica uniforme K_z , Kn/m (T/m); desplazamiento elástico uniforme K_x , Kn/m (T/m); compresión elástica no uniforme K_φ ; Kn.m (T.m) y desplazamiento elástico no uniforme K_ψ , Kn.m (T.m); se computan por las expresiones:

$$K_z = C_z A$$

$$K_x = C_x A$$

$$K_\varphi = C_\varphi I_\varphi$$

$$K_\psi = C_\psi I_\psi$$

... Fórmula (2.8)

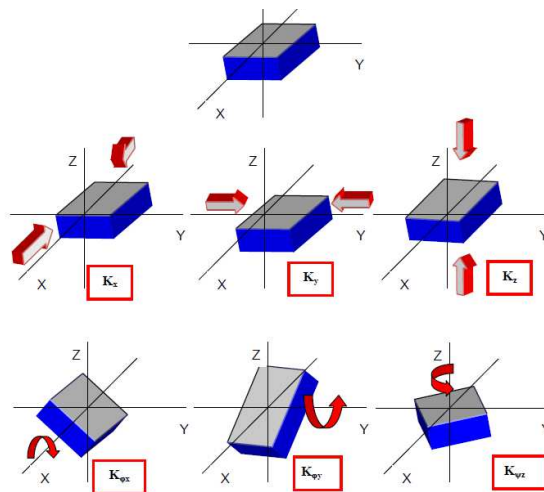
Dónde:

A = área de la sección de la base de la cimentación (m^2)

I_φ = momento de inercia (m^4) del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración.

I_ψ = momento de inercia (m^4) del área de la base de la cimentación respecto al eje vertical, que pasa por el centro de gravedad de la cimentación (momento polar de inercia).

Figura 8: Coeficientes de la rigidez



La principal propiedad elástica del sistema de cimentación, ósea el parametro de compresión elástica uniforme C_z , kN/m^3 (T/m^3) se determina a través de pruebas experimentales. Si se desconoce dicha información se puede determinar por la siguiente fórmula:

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right) \quad \dots \text{Fórmula (2.9)}$$

Dónde:

b_0 = Parametro (m^{-1}) utilizado para suelos arenosos igual a 1.00; para arenas arcillosas 1,2; para arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas igual a 1,5.

Fuente: (Carrasco, 2019)

E = módulo de deformación del conglomerado en la base de la cimentación, kPa (T/m^2) determinadas por la tabla 2 del anexo o de manera experimental.

$$A_{10} = 10m^2$$

Los parametros de desplazamiento elástico uniforme C_x ; Kn/m^3 (T/m^3); compresión elástica no uniforme C_ϕ , $Kn/m^3(T/m^3)$ y desplazamiento elástico no uniforme C_ψ $Kn/m^3(T/m^3)$; son hallados por las siguientes expresiones :

$$\begin{aligned} C_x &= 0,7C_z \\ C_\phi &= 2C_z \\ C_\psi &= C_z \end{aligned} \quad \dots \text{Fórmula (2.10)}$$

Para las características de amortiguación del conglomerado de la cimentación, se debe asumir las amortiguaciones relativas ξ , obtenidos por ensayos de laboratorio.

Si no se dispone de datos experimentales, la amortiguación relativa para las vibraciones verticales ξ_z se puede obtener por las siguientes expresiones:

Para las vibraciones establecidas (armónicas) o conocidas:

$$\xi_z = \frac{2}{\sqrt{P_m}}$$

... Fórmula (2.11)

$$\left(\xi_z = \frac{0,7}{\sqrt{P_m}} \right)$$

Para las vibraciones no establecidas (impulsos) o desconocidas:

$$\xi_z = 6 \sqrt{\frac{E}{C_z P_m}}$$

... Fórmula (2.12)

$$\left(\xi_z = 2 \sqrt{\frac{E}{C_z p_m}} \right)$$

Dónde:

E = Módulo de deformación del conglomerado en la base de la cimentación.

C_z = coeficiente de compresión elástica uniforme.

p_m = presión estática media en la base de la cimentación

$$p_m \leq \gamma_b R$$

... Fórmula (2.13)

Siendo:

γ_{ts} = Parámetro de la condición de trabajo del conglomerado, admitido igual a 0,7 para arenas saturadas de grano fino o polvorosa y arcillas de consistencia movediza; y para el resto de suelos es igual a 1.

R= resistencia de cálculo del conglomerado, determinado por la Norma Rusa SNIP 2.02.01-83*[103] o por las tablas 1-5 del anexo.

Las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotacionales para los ejes X e Y, se pueden hallar por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}\xi_x &= 0,6\xi_z \\ \xi_\varphi &= 0,5\xi_z \\ \xi_\psi &= 0,3\xi_z\end{aligned}\quad \dots \text{Fórmula (2.14)}$$

Como característica de amortiguación, también se puede usar el módulo de amortiguación para las vibraciones verticales Φ_z ; hallados por las siguientes fórmulas:

Para las vibraciones establecidas (armónicas) o conocidas:

$$\begin{aligned}\Phi_z &= \frac{1,6}{\sqrt{C_z}} \\ \left(\Phi_z = \frac{0,5}{\sqrt{C_z}} \right)\end{aligned}\quad \dots \text{Fórmula (2.15)}$$

Para las vibraciones no establecidas (impulsos) o desconocidas, el valor de Φ_z se aumenta dos veces, en comparación con las establecidas (armónicas) o conocidas.

Para las fórmulas (2.11), (2.12) y (2.15); lo que está entre paréntesis corresponden a las unidades técnicas de medida.

Los módulos de amortiguación para las vibraciones horizontales y rotacionales para los ejes X e Y, se pueden hallar por las siguientes expresiones:

$$\Phi_x = 0,6\Phi_z$$

$$\Phi_\varphi = 0,5\Phi_z$$

$$\Phi_\psi = 0,3\Phi_z$$

... Fórmula (2.16)

2.2.6. DISEÑO SISMORRESISTENTE (E.030):

Esta norma técnica establece una serie de 18 pasos para determinar las acciones sísmicas; como mínimo; en una edificación. Están divididas en **4 ETAPAS**.

La **ETAPA 01: Peligro sísmico (capítulo II)** está en función solamente del lugar y propiedades del conglomerado de la edificación y consiste en 4 pasos.

Paso 01: Factor de zona Z (Artículo 7): Consiste en hallar la zona sísmica del proyecto a diseñar, en función al mapa de zonas sísmicas o a las zonas sísmicas (Figura N° 1 y Anexo N° I), los mismos que se encuentran en la norma.

Figura 9: Zonas sísmicas



FIGURA N° 1

Fuente: (E.030, 2018)

Paso 02: Perfil de Suelo (Artículo 9): Concordante a los obtenidos en el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) se decide el tipo de suelo y esta norma contempla 5 clases de conglomerado. La distribución de estas se realiza en función a los coeficientes establecidos en la Tabla N° 2 (anexados en la norma) asumiendo un promedio de 30 m. bajo el nivel de cimentación.

Tabla N°02: Clasificación de los perfiles de suelo.

Tabla N° 2			
CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{s}_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: (E.030, 2018)

Donde:

S₀ = Roca dura.

S₁ = Roca o suelos muy rígidos.

S₂ = Suelos intermedios.

S₃ = Suelos blandos

S₄ = Condiciones excepcionales

Cuando se desconozcan las características del conglomerado para una hondura de 30 m, los profesionales responsables del EMS deciden el tipo de conglomerado basados en la geotécnica de la misma.

Paso 3: Parámetros de sitio S, T_p y T_l Perfil de Suelo (Artículo10): El factor de amplificación del conglomerado se logra en función de la tabla N° 3 (anexados en esta norma) y está en función de la zona sísmica y el tipo de perfil de conglomerado. Los periodos T_p y T_l se consiguen de la tabla N° 4 (anexados en esta norma) y están ligados directamente a la característica del conglomerado.

Tabla N°03: Clasificación de los perfiles de suelo.

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: Norma E.030, (2018).

Tabla N°04: Periodo T_p y T_L

Tabla N° 4 PERÍODOS "T_P" Y "T_L"				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Norma E.030, (2018).

Paso 4: Construcción de la función factor de amplificación sísmica C vs. periodo T (Artículo 11): Esta en función de los parámetros de sitio T_p y T_L. Se precisan tres tramos de periodo, periodos cortos, intermedios y largos, y son aplicables para cada tramo con las fórmulas de este numeral:

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right) \quad \dots \text{Fórmula (2.17)}$$

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

Donde: "T" representa el periodo fundamental de vibración por cada dirección y se estima con la siguiente formula:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

... Fórmula (2.18)

Donde:

$C_T = 35$ Destinado a edificaciones con secciones resistentes en el eje asumido sea:

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

$C_T = 45$ Destinado a edificaciones con secciones resistentes en el eje asumido sea:

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

$C_T = 60$ Destinado a edificaciones de albañilería, duales y de ductilidad limitada.

ETAPA 2: Caracterización del edificio (Capítulo III): La secuencia de pasos en esta etapa están en función de las características de la edificación, como su categoría, sistema estructural y configuración regular e irregular.

Paso 5: Categoría de la edificación y el factor de uso U (Artículo 12): Estos parámetros son obtenidos de la tabla N° 5 (anexado en esta norma).

Tabla N°05: Categoría de las edificaciones y factor "U".

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR <i>U</i>
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado. 	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: Norma E.030, (2018).

Apunte 01: Las nuevas estructuras de categorías A1 tienen aislamiento sísmico en la base cuando están cimentadas en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la unidad ejecutora decide si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza este sistema zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U es mínimamente 1,5.

Paso 6: Sistema Estructural: Viene dado por:

13.1 Estructuras de concreto armado: La totalidad de elementos de concreto armado que forman de parte del sistema estructural sismorresistente obedece a lo indicado en el Capítulo 21 “Disposiciones especiales para el diseño sísmico” de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del RNE.

- a) **Pórticos.** Al menos el 80% de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. Si se tuviera muros estructurales, estos serán diseñados para soportar un porcentaje de la acción sísmica total en función de su rigidez.
- b) **Muros Estructurales.** Sistema en el que la resistencia sísmica está dada preponderantemente por muros estructurales para los que actúan al menos el 70% de la fuerza cortante en la base.
- c) **Dual.** Las solicitaciones sísmicas son soportadas por una mezcla de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que absorben los muros estructurales es mayor que 20% y menor que 70% del cortante en la base del edificio.
- d) **Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL).** Estructuras que se componen por poseer un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está definida por muros de concreto armado de espesores reducidos.

En la tabla N° 6 (artículo 14, anexo en esta norma) son detallados los sistemas estructurales normados en función a la categoría de la edificación y a la ubicación sísmica en la que está cimentada.

Tabla N°06: Categoría y sistema estructural de las edificaciones.

Tabla N° 6 (*) CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2 (**)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

Fuente: Norma E.030, (2018).

Paso 7: Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas, R_0
(Artículo 15): Este valor es obtenido de la siguiente tabla, que esta concordante al tipo de sistema estructural.

Tabla N°07: Categoría y sistema estructural de las edificaciones.

Tabla N° 7	
SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

(*) Estos coeficientes se aplican únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

Fuente: Norma E.030, (2018).

Paso 8: Parametros de irregularidad I_a , I_p : Este parámetro I_a es hallado del valor inferior en comparación con los numeros encontrados en Tabla N° 8 (anexado en esta norma) para las irregularidades existentes en altura.

Tabla N°08: Categoría y sistema estructural de las edificaciones.

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a
<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,75
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,50
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 23, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90

Fuente: Norma E.030, (2018).

El parámetro I_p es hallado siendo un valor inferior en comparación de los números propuestos en Tabla N° 9 (anexados en esta norma) para las irregularidades existentes en planta.

A menudo podemos indicar si es regular o irregular de acuerdo a su disposición estructural, sin embargo para la Irregularidad de Rigidez e Irregularidad Torsional son verificados y comprobados con los resultados del análisis sísmico en función de la siguiente tabla.

Tabla N°09: Categoría y sistema estructural de las edificaciones.

Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_p
<p>Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	0,75
<p>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	0,60
<p>Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0,90
<p>Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0,85

Fuente: Norma E.030, (2018).

Paso 9: Restricciones a la Irregularidad (Artículo 18): Si es que no se superan estas restricciones deberá ser modificada en función de esta Tabla.

Tabla N°10: Categoría y regularidad de las edificaciones.

Tabla N° 10 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: Norma E.030, (2018).

Paso 10: Coeficientes de Reducción de la fuerza sísmica R (Artículo 17): Se determina:

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \quad \dots \text{Fórmula (2.19)}$$

La **ETAPA 3: Análisis estructural:** Se realiza el cálculo estructural. Deberan ser calculados de manera correcta el peso estructural y un buen análisis.

Paso 11: Modelos de análisis (Artículo 22): Con el modelo numerico establecido generar secciones brutas sin asumir la fisuración y el refuerzo estructural.

Paso 12: Estimación del peso P (Artículo 23): Al peso estructural (P) será aumentado una parte de la carga viva reglamentaria que se calcula de la siguiente manera:

- a) En edificaciones de las categorías A y B, se usa el 50% de la carga viva.
- b) En edificaciones de la categoría C, se usa el 25% de la carga viva.
- c) En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.

- d) En azoteas y techos en general se usa el 25% de la carga viva.
- e) En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se asume el 100% de la carga que puede contener.

Paso 13: Procedimiento de análisis sísmico: Se establecen los métodos de análisis para en esta norma, que son análisis estático y análisis dinámico modal espectral. Ambos artículos anexados en esta norma.

Análisis estático: El presente método de análisis lineal es aplicable solamente para los edificios que satisfacen lo estipulado en el numeral 25.1. y define la sucesión de causales:

- a) Obtener la fuerza cortante en la base $\frac{Z.U.C.S}{R} \cdot P$ para cada eje de análisis (numeral 25.2).
- b) Para halla el parámetro del valor de C es calculado el período fundamental de vibración del edificio (T) en cada eje.
- c) Hallar la distribución en la altura de la fuerza sísmica de cada eje.
- d) Destinar los esfuerzos hallados en el centro de gravedad para cada entrepiso. En este paso será considerado la aplicación del momento torsor accidental.
- e) Asumir y aplicar fuerzas sísmicas verticales para los elementos en los que sea necesario.

Análisis dinámico: Se deberá considerar dentro de las necesidades el desarrollo de un análisis dinámico modal espectral se realizará:

- a) Hallar los modos de vibración y sus respectivos períodos naturales y masas participantes mediante análisis dinámico del modelo matemático.
- b) Determinar el espectro inelástico de pseudo aceleraciones $S_g = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot g$ por cada sentido de análisis.
- c) Establecer excentricidad accidental.
- d) Hallar desplazamientos y fuerzas por cada modo de vibración.
- e) Serán escalados los efectos hallados para fuerzas utilizando un cortante mínimo en la primera deriva representado por una cantidad del cortante hallado por el análisis estático. No deben ser escalados los desplazamientos.

- f) Utilizar esfuerzos sísmicos verticales utilizando un espectro del orden de los 2/3 del espectro más crítico en el sentido horizontal.

La **ETAPA 4: Validación de la edificación:** En función a lo hallado se tendrá que si esta edificación cumple con las exigencias de la presente norma en función de rigidez y resistencia.

Paso 14: Verificación de la tentativa del análisis: En base a lo obtenido del análisis se verifican los parametros de irregularidad en concordancia al paso 8. Producto de ellos se revisa si los valores de R son mantenidos o modificados.

Paso 15: Restricciones a la irregularidad: Examinar las limitaciones para las irregularidades en función a la categoría y zona de la edificación (anexado en esta norma).

De presentarse irregularidades o irregularidades extremas en edificaciones en las que no están permitidas según esa Tabla, se varía el modelo matemático y se vuelve a correr el análisis hasta alcanzar un efecto creíble.

Paso 16: Calculo de desplazamientos laterales: Los desplazamientos laterales son calculados en función de:

- a) Se deberá multiplicar por $0.75R$ o $0.85R$ si fuera regular o irregular respectivamente.

Paso 17: Distorsión Admisible (artículo 29): Comparar si la deriva maxima obtenida producto del análisis deberá ser inferior que lo estipulado en la Tabla N° 11 (anexados en esta norma). De no cumplir se varia el modelo matemático y se repite hasta alcanzar una deriva correcta.

Tabla N°11: Límites para la distorsión del entrepiso.

Tabla N° 11	
LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial son establecidos por el proyectista, pero en ningún caso exceden el doble de los valores de esta Tabla.

Fuente: Norma E.030, (2018).

Paso 18: Separación entre edificios (s): Hallar la separación mínima a edificaciones colindantes como lo indica el artículo 30:

- a) En su totalidad las estructuras deberán estar distante de otras para evitar el golpeteo sísmico.
- b) En esta distancia deberá ser menor que 2/3 de la adición de los desplazamientos máximos, ni menor que:
 $s = 0,006 h \Rightarrow 0,03 \text{ m}$
 wl parámetro h representara la altura medida del terreno natural.

2.2.7. OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

El uso del modelo analítico de ISE del profesor Barkan – Savinov, por medio de los elementos finitos, determina que la flexibilidad del conglomerado incide primordialmente en el cálculo de los coeficientes de cálculo de una estructura, los cuales son desplazamiento lateral, esfuerzos axiales máximos, fuerzas cortantes máximas y momentos flectores, los mismos que demuestran un punto de vista de optimización estructural de rigidez y resistencia para estructuras de concreto armado sometido a acciones estáticas y dinámicas (Villareal, 2018).

2.2.8. DISEÑO EN C.A. – E.060:

El criterio establecido para realizar el diseño de estructuras de concreto armado será el Diseño por Resistencia. Las resistencias de diseño (ϕR_n) adecuados deben ser otorgadas en los elementos estructurales resistentes, usando los parámetros de carga

(amplificación) y los coeficientes de reducción de resistencia, ϕ , especificados en el Capítulo 9 (E.060).

Se deberá verificar que el comportamiento de los elementos estructurales en condiciones de serviciabilidad (deflexiones, agrietamiento, vibraciones, fatiga, etc.) sean confiables a valores que indiquen que el funcionamiento sea lo correcto.

2.2.8.1. Cargas a utilizar

Las estructuras tendrán que ser concebidos para soportar las cargas estáticas y dinámicas que puedan accionar sobre ella durante su vida útil.

Estas solicitaciones están estipuladas en la E.020 Cargas del RNE, con las reducciones para la sobrecarga que en ella se establecen, y las solicitaciones sísmicas serán las estipuladas en la E.030 Diseño Sismorresistente del RNE.

2.2.8.2. Métodos de análisis

Los elementos estructurales en su totalidad deberán ser capaces de soportar los efectos máximos generados por las solicitaciones amplificadas, obtenidos a través del análisis estructural, asumiendo un comportamiento lineal y elástico de la estructura.

Dentro de los modelos de cálculo estructural, se puede aplicar el análisis por cargas de gravedad de vigas continuas, losas armadas en una dirección y vigas de pórticos de poca altura, para obtener los siguientes esfuerzos de momentos y esfuerzos cortantes cercanos a la realidad.

- Fuerza Cortante
 Cara exterior del primer apoyo interior:
 $1,5 (1/2) w_u$
 l_n^2
 Caras de todos los demás apoyos:
 $(1/2) w_u$
 l_n^2

El parámetro “d” representa la luz libre del vano. Para la determinación de los momentos negativos en las caras de los apoyos interiores, se usará el promedio de las luces libres adyacentes.

2.2.8.3. MÓDULO DE ELASTICIDAD Y MODULO DE CORTE

Para concretos de peso unitario w_c evaluados entre 1450 y 2500 kg/m, el módulo de elasticidad, E_c , se puede asumir:

$$E_c = (w_c)^{1,5} 0,043 \sqrt{f'_c} \quad (\text{en MPa}) \quad \dots \text{Fórmula (2.20)}$$

Para concretos de peso unitario normal ($w_c \approx 2300 \text{ Kg}_m^3$), E_c , puede asumirse como:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (\text{en MPa}) \quad \dots \text{Fórmula (2.21)}$$

Alternativamente:

$$G = \frac{E_c}{2,3} \quad \dots \text{Fórmula (2.22)}$$

Para el módulo de elasticidad del acero de refuerzo no prees forzado puede asumirse como 200 000 MPa.

2.2.8.4. CONDICIONES DE SERVICIO Y RESISTENCIA

En todas las secciones de los elementos estructurales deberá obedecerse mínimamente:

$$\phi R_n \geq R_u$$

... Fórmula (2.23)

Las siguientes combinaciones de carga mayoradas determinadas pro el método de la resistencia, serán utilizadas para el diseño estructural de los elementos resistentes de una estructura:

- Combo 01: 1.4 CM + 1.7 CV
- Combo 02: 1.25 CM + 1.25 CV + 1 SX
- Combo 03: 1.25 CM + 1.25 CV - 1 SX
- Combo 04: 1.25 CM + 1.25 CV + 1 SY
- Combo 05: 1.25 CM + 1.25 CV - 1 SY
- Combo 06: 0.9 CM + 1 SX
- Combo 07: 0.9 CM - 1 SX
- Combo 08: 0.9 CM + 1 SY
- Combo 09: 0.9 CM - 1 SY

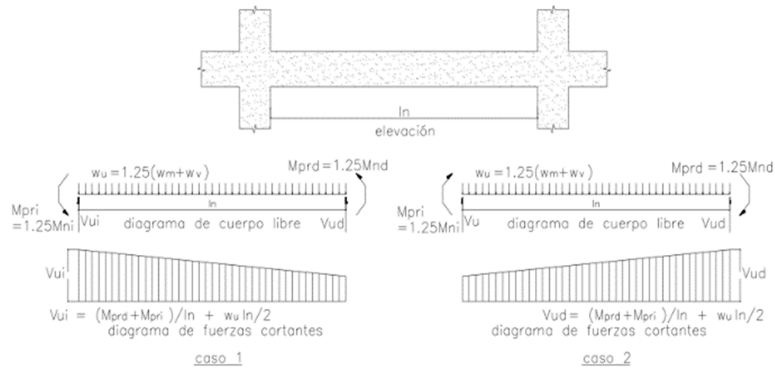
De la cual las incógnitas son: carga muerta (CM), carga viva (CV), cargas de sismo en el eje X (SX) y cargas de sismo en el eje Y (SY). Para observarse los resultados máximos se consultará a la combinación ENVOLVENTE, la cual indica los valores de diseño más crítico.

Esta normal de diseño E.060 en su apartado del **capítulo 21** propone las **disposiciones especiales para el diseño sísmico**.

2.2.8.5. DISPOSICIONES PARA LAS VIGAS DE LAS EDIFICACIONES CON SISTEMAS RESISTENTES A FUERZAS LATERALES DE PÓRTICOS Y DUALES TIPO II.

FUERZAS DE DISEÑO: Será hallado en función de la adición de los cortantes en función a las oposición a la resistencia probable para flexión ($M_{pr} = 1,25 M_n$) en los extremos halladas con las sollicitaciones gravitatorias.

Figura 10: Esfuerzo cortante en vigas - E.060



Fuente: E060 Diseño en CA.

2.2.8.6. REQUISITOS PARA COLUMNAS DE LOS EDIFICIOS CON SISTEMAS RESISTENTES A FUERZAS LATERALES DE PÓRTICOS Y DUALES TIPO II.

Resistencia a flexión de las columnas: Deberán satisfacer:

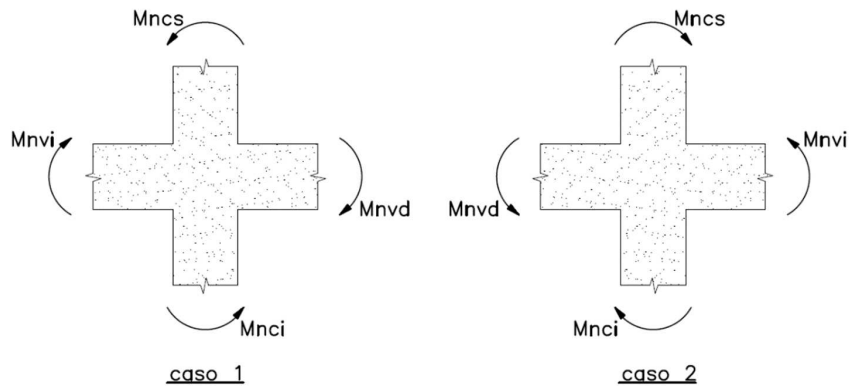
$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nv} \quad \dots \text{Fórmula (2.24)}$$

Donde:

$\sum M_{nc}$ = adición de los momentos nominales de flexión de las columnas.

$\sum M_{nv}$ = Adición de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, estudiados en las caras del nudo.

Figura 11: Resistencia a flexión de las columnas en las caras de los nudos - E.060 Diseño en concreto Armado.

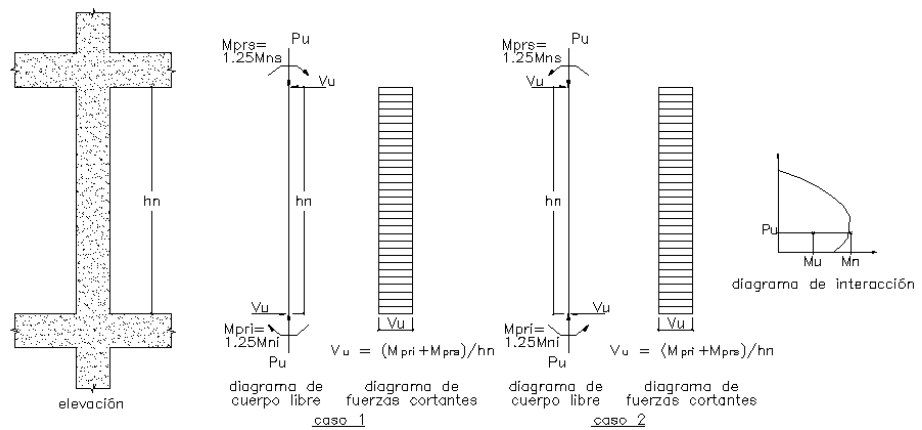


$$M_{nci} + M_{ncs} \geq 1,2 (M_{nvi} + M_{nvd})$$

Fuente: E.060 Diseño en concreto Armado.

Requisitos de resistencia al cortante en columnas: La cortante para diseño, V_u , se obtiene asumiendo los máximos esfuerzos presentes en los elementos estructurales usando ($M_{pr} = 1,25 M_n$).

Figura 12: Fuerza cortante de diseño de columnas - E.060 Diseño en Concreto Armado.

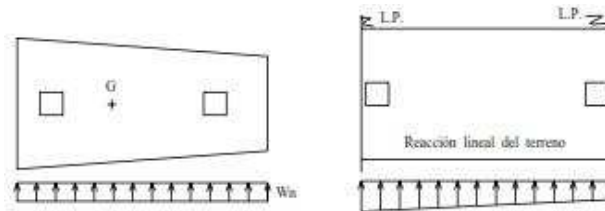


Fuente: E.060 Diseño en Concreto Armado.

Cimentaciones: Los cimientos que se oponen hacia sollicitaciones sísmicas o que las distribuyan serán capaces de satisfacer:

- El reforzamiento transversal de columnas y placas que opongan resistencia a los esfuerzos provocadas por las sollicitaciones sísmicas que debe distribuirse en la zapata, platea, y tendrá que poseer anclaje a fin de realizar totalmente la longitud de desarrollo (tracción).

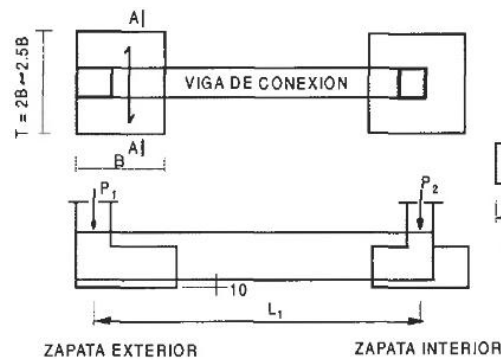
Figura 13: Zapatas combinadas – R. Morales (2006).



Fuente: Morales (2006).

Vigas de conexión: Estas sirven para trabajar como conectores horizontales entre las zapatas y deben a lo largo de la columna, o conectarse dentro de la zapata. Se deberá otorgar refuerzos transversales con una separación que no sea mayor a trescientos milímetros (300 mm.) o 16 veces el diámetro de la varilla (16 db).

Figura 14: Zapata conectada



Fuente: Morales (2006).

2.2.9. NORMA E.020 CARGAS

2.2.9.1. CARGA MUERTA

MATERIALES

Sera asumida la carga real de los componentes de la edificación hallados en función a los pesos unitarios que se estipulan en el Anexo 1, si se usaran pesos unitarios menores deberán justificarse debidamente.

La carga real de los materiales se puede asumir en función de las especificaciones técnicas establecidas en proformas de los vendedores.

DISPOSITIVOS DE SERVICIO Y EQUIPOS

Serán utilizados la carga de la totalidad de elementos no estructurales dentro de la edificación. La carga del total de equipos para una zona dada será asumida como carga viva.

TABIQUES

Sera asumido la carga real de todos los tabiques, aplicando las cargas reales en donde dispongan los planos. Si es que se tendría tabiquería móvil, se destina al o estipulado en el Artículo 6 (6.3).

2.2.9.2. CARGA VIVA

CARGA VIVA MÍNIMA DISTRIBUIDA.

Se empleara mínimamente los valores que se estipulan en la Tabla 1 (Del anexo de la Norma E.020), para las distintas categorías de ocupación o uso, parámetros que incluyen una brecha de condiciones ordinarias de impacto.

- En el caso que el destino para ambiente sea incompatible con lo estipulado en la Tabla 1, el profesional responsable decidirá la solicitud viva demostrándolo frente a los supervisores pertinentes.

- Estas solicitaciones vivas para diseñar estarán estipuladas en los planos del proyecto.

Tabla 2: Cargas Vivas Mínimas – E.020 Cargas.

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (Kgf/m ²)
Almacenaje	5,0 (500) Ver 6.4
Baños	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300)
Bibliotecas	Ver 6.4
Salas de lectura	3,0 (300)
Salas de Almacenaje con estantes fijos (no apilables)	7,5 (750)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Centros de Educación	
Aulas	2,5 (250)
Talleres	3,5 (350) Ver 6,4
Auditorios, Gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas
Laboratorios	3,0 (300) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Garajes	
Para parqueo exclusivo de vehículos de	2,5 (250)

Fuente: E.020 Cargas.

CARGA VIVA DEL DIAFRAGMA RIGIDO

Deberán ser diseñados asumiendo las solicitaciones vivas, sismo, viento y otras descritas en los siguientes párrafos:

Carga Viva. - Estas solicitaciones vivas debe estar en funcion:

- Las coberturas que posean una inclinación del orden de hasta de 3° con respecto al eje de las abscisas igual a 100 kgf/m².
- Las coberturas que posean una inclinación mayor de 3° con respecto al eje de las abscisas igual a 100 kgf/m² disminuida en 5 kgf/m², para cada grado de pendiente superior de 3°, mínimamente de 59 kgf/m².
- Las coberturas curvas igual a 50 kgf/m².
- Las coberturas con plataformas livianas y similares iguales a 30 kgf/m², exceptuado para coberturas con nieve.

- Para las coberturas que posean jardines, esta solicitación viva estará en el orden de 100 kgf/m².
- Para anuncios publicitarios sobre un diafragma, la concepción asumirá las acciones genere.

2.3. DEFINICIONES CONCEPTUALES

Análisis estructural: El Análisis Estructural, es una disciplina cuya función principal es la realización de modelos correctos para una estructura con una dotación objetiva de rigidez, estabilidad, resistencia y estabilidad, entregando esfuerzos internos máximos necesarios para un diseño estructural confiable.

Análisis estático: Método de análisis por el cual se suponen esfuerzos en el eje horizontal aplicadas para todos los entrepisos de la edificación.

Análisis dinámico: Método de cálculo estructural que supone una combinación modal espectral considerando las acciones de la zona, uso, coeficiente de reducción sísmica, el tipo de suelo, coeficiente de reducción y la aceleración de la gravedad. También se puede aplicar un análisis dinámico denominado tiempo historia.

Carga muerta: Representa el peso propio de la estructura, incluido su mismo peso, del tipo permanentes sin distorsión en el tiempo.

Carga viva: Solicitaciones que son del tipo permanente en el tiempo, algunos ejemplos son: carga de los individuos, componentes no estructurales movibles soportados por la edificación.

Cimentación: Componente de carga encargado de distribuir las cargas estructurales hacia el conglomerado.

Columna: Componente estructural vertical encargada del desarrollo de resistencia ante cargas verticales, cortantes y momentos flectores, de gran importancia en el diseño de estructuras de concreto armado.

Coefficiente de Poisson: Representa un parámetro del tipo elástico que otorga compresibilidad con respecto a un esfuerzo aplicado.

Diafragma rígido: Se define como una cáscara que soporta grandes solicitaciones axiales y flexionantes bajo su propio plano.

Envolvente: Aplicado en el análisis estructural representa la máxima combinación de donde se manifiestan los resultados mínimos y máximos para realizar un diseño estructural correcto y en función de las normativas reglamentarias como E.060 y E.020.

Estribo: Corresponde al refuerzo transversal dispuesto sobre los refuerzos longitudinales de los componentes estructurales, dotados para resistir solicitaciones cortantes y esfuerzos tórcicos. Así mismo cumplen la función de confinamiento del núcleo del concreto y evitan el pandeo prematuro de los refuerzos longitudinales.

Estructura irregular: Estructura caracterizada por poseer configuraciones discontinuas verticales y horizontales en su eje resistente a solicitaciones laterales.

Estructura regular: Estructura caracterizada por no poseer configuraciones discontinuas verticales y horizontales en su eje resistente a solicitaciones laterales.

Fuerzas internas: Representan datos necesarios para el diseño estructural y se definen como esfuerzos producidos interiormente para estructuras, como pueden ser esfuerzo axiales, cortantes y momentos flectores.

Grados de libertad (GL): Capacidad de desplazamiento o rotación asumido para cierto sistema estructural con fines de diseño.

Grados de libertad dinámicos (GLD): Representan a los desplazamientos o rotaciones libres, también se puede definir como la capacidad de deformación en un eje establecido para una estructura de concreto armado.

Interacción suelo–estructura: Fenómeno donde se supone que el conglomerado posee un comportamiento lineal elástico y es capaz de aspirar la energía dinámica de un sismo y otorgar esfuerzos internos menores en el sistema de cimentación de una edificación.

Losa: Componente estructural con grosor mínimo en relación de su sección transversal utilizado como cobertura o piso superior, frecuentemente situado en el eje de las ordenadas y hasta en dos sentidos en función de las características del soporte presente.

Modelo estructural: Es la simbolización matemática de un sistema estructural utilizado para el cálculo de fuerzas internas utilizando las propiedades y características de la resistencia de materiales y los conceptos de elementos finitos. En la actualidad existen una cantidad significativa de softwares capaces de realizar esta interpretación y establecer valores de diseño confiables en función de la normatividad vigente, Según la E.030 este modelo deberá ser capaz de incorporar las acciones a las que estará sometida la estructura en su vida útil.

Modos de vibración: Representa la forma de moverse de la estructura en función de las características establecidas en la normativa peruana.

Muro de corte o Placa: Componente capaz de soportar las sollicitaciones combinadas de esfuerzos cortantes, flexiones y fuerzas axiales provocadas por sollicitaciones laterales.

Optimización de diseño: Representa el transcurso de pasos en el diseño estructural capaz de la reducción de esfuerzos internos máximos por la aplicación de métodos analíticos de ISE en combinación del uso de softwares.

Peralte efectivo de la sección (d): Representa la longitud cuantificada iniciado en el lecho de compresión hasta el centro de gravedad con fines de diseño. (Norma E060, 2009).

Perfil estratigráfico: Composición gráfica donde se establecen la cantidad y anchos de estratos presentes en la calicata en función a su profundidad.

Pórtico resistente a momentos: Sistema estructural Pórtico donde la resistencia predominante son a causa de las cargas a través de flexión, cortante y fuerza axial.

Respuesta estructural: Representa la reacción de la estructura ante fenómenos de solicitaciones estáticas y dinámicas.

Rigidez estructural: La definición más clara de este parámetro estructural sería la relación de capacidades que tiene una estructura entre una fuerza "P" cualquiera sobre su desplazamiento.

Suelo. Composición de partículas orgánicas y materiales que son capaces absorber cierto porcentaje de la energía generada por la acción sísmica.

Suelo de fundación: Es un elemento del conglomerado en donde se asienta la estructura y su función es la de transmisión y disipación de cargas.

Suelo de fundación (Rigidez): Representado por la característica mecánica del conglomerado para soportar y disipar las solicitaciones dinámicas en un rango elástico.

Suelos blandos: Utilizado para los suelos compuestos por arcillas o denominados suelos cohesivos.

Suelos granulares: Conglomerados formados por partículas duras de gran cohesión debido a los procesos que lo originan.

Suelos cohesivos: Este conjunto de conglomerados está destinado para tamaños menores a 0.08 mm.

Sismo: Definida por un movimiento dinámico producto de la colisión de las placas y su posterior disipación de energía.

Viga: Elemento estructural horizontal resistente a acciones del tipo de flexión y cortante.

Zapatas: Según el reglamento de Suelos y Cimentaciones son cimentaciones del tipo superficial generalmente aisladas, pero también puede existir del tipo combinada o conectadas mediante una viga de cimentación, los mismos que poseen dimensiones determinadas según análisis estructural y la carga a soportar.

2.4. HIPÓTESIS

2.4.1. HIPÓTESIS GENERAL

Mediante los modelos de ISE y el modelo normativo peruano se logra determinar y comparar la optimización estructural en el IPPJM, distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco - 2021.

2.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

El modelo dinámico D.D Barkan – O.A Savinov optimiza el diseño estructural variando esfuerzos axiles, fuerzas cortantes y momentos en los elementos estructurales del IPPJM, distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco - 2021.

El modelo de ISE según norma rusa 2.02.05-87 optimiza el diseño estructural variando esfuerzos axiles, fuerzas cortantes y momentos en los elementos estructurales del IPPJM, distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco - 2021.

Los modelos de ISE según D.D Barkan – O.A Savinov y norma rusa 2.02.05-87 optimizan el diseño estructural en mayores porcentajes que el modelo normativo peruano E.030 Diseño Sismorresistente, al ser aplicado en el IPPJM, distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco - 2021.

2.5. VARIABLES

2.5.1. VARIABLE DEPENDIENTE

Optimización del diseño estructural.

2.5.2. VARIABLE INDEPENDIENTE

Modelos de Interacción suelo – estructura.

2.6. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES			
VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	INDICADORES	DIMENSIONES
INDEPENDIENTE: - X1: Modelos de ISE.	<ul style="list-style-type: none"> Barkan–Savinov Modelo de norma rusa 2.02.05-87 Modelo normativo peruano E.030 Diseño Sismorresistente 	<ul style="list-style-type: none"> Coeficientes de rigidez: $K_x, K_y, K_z,$ $K_{\varphi x}, K_{\varphi y}.$ Coeficientes de rigidez: $K_x, K_y, K_z,$ $K_{\varphi x}, K_{\varphi y}, K_{\psi z}.$ Base empotrada, sin restricciones. 	<ul style="list-style-type: none"> Fuerzas Axiales (Tn) Esfuerzos Cortantes (Tn/m) Momentos flectores (Tn.m)
DEPENDIENTE - Y1: Optimización Estructural	Variación del comportamiento dinámico del conglomerado provocado por la presencia de la edificación.	<ul style="list-style-type: none"> Desplazamiento del suelo de fundación. 	<ul style="list-style-type: none"> Δ (mm).

Tabla 3: Operacionalización de Variables – Elaboración propia.

CAPITULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

3.1.1. ENFOQUE

Se determina para el tipo de enfoque de esta investigación es del tipo cuantitativo debido a que:

No es posible evadir la secuencia de procedimientos a seguir, inicialmente se elige una idea de la cual se desprenden los objetivos y preguntas de estudio, luego es necesario establecer un marco teórico, así mismo serán destinadas las hipótesis y variables; hecho ellos se buscará un método para realizar el procesamiento de datos para finalmente establecer las conclusiones y recomendaciones (Elaboración propia).

3.1.2. ALCANCE O NIVEL

Se determina para el alcance este estudio del tipo **Descriptivo** ya que:

Descriptivo, porque, está basada en especificar las consecuencias de la aplicación del fenómeno de interacción suelo estructura mediante los modelos matemáticos establecidos en un modelo numérico basado en la normatividad E.030 y posteriormente evaluar las modificaciones de parámetros estructurales.

Sampieri es claro al afirmar que este tipo de diseño busca especificar las propiedades importantes de personas, grupos, - comunidades o cualquier otro fenómeno que sea sometido a análisis Miden y evalúan diversos aspectos, dimensiones o componentes del fenómeno o fenómenos a investigar. (Hernández Sampieri, 2010).

3.1.3. DISEÑO

Los diseños del tipo no experimental son definidos como la investigación en la cual se realiza sin manipular deliberadamente las variables y en los que solo se observan los fenómenos para después analizarlos, para Sampieri (2003), el diseño no experimental se divide tomando en cuenta el tiempo durante se recolectan los datos, estos son: diseño transversal, donde se recolectan datos en un solo momento, en un tiempo único, su propósito es describir variables y su incidencia de interrelación en un momento dado, y el diseño longitudinal, donde se recolectan datos a través del tiempo en puntos o periodos, para hacer inferencias respecto al cambio, sus determinantes y sus consecuencias.

Por lo tanto, podemos establecer que esta investigación posee un diseño del no experimental, ya que se recolectaran datos para realizar el análisis sísmico según E.030 y para la aplicación de los modelos de interacción suelo estructura (dimensiones, secciones, características de elementos estructurales y estudio de mecánica de suelos de los módulos del Instituto pedagógico publico Juana Moreno) en un tiempo determinado; es decir en el instante del modelamiento estructural en el software *ETABS V.20*, por lo que no habría manipulación de variables.

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

Población: Para esta investigación, la población estará representada por la Infraestructura Educativa del Instituto Pedagógico Publico Juana Moreno. La cual consta de 12 módulos en total, siendo:

Tabla 4: Tabla de la población en general – Elaboración propia.

MODULO I (TRES NIVELES) "AULAS + SS.HH. + ESCALERA"	MODULO I -A	04 AMBIENTES
	MODULO I -B	
	MODULO I -C	
	ESCALERA	
MODULO II (TRES NIVELES) "SERVICIOS ADMINISTRATIVOS + BIBLIOTECA + LABORATORIOS"	MODULO II -A	05 AMBIENTES
	MODULO II -B	
	MODULO II -C	
	MODULO II -D	
	ESCALERA	
MODULO III (DOS NIVELES) "AUDITORIO"	MODULO III -A	03 AMBIENTES
	MODULO III -C	
	MODULO III -B	
TOTAL DE MODULOS		12 AMBIENTES

Fuente: Elaboración propia.

Muestra: Representado por un subgrupo de la población y, está representada por todos los elementos estructurales en contacto con la cimentación y a su vez con el terreno de fundación, es decir las columnas y muros estructurales (placas). Para hallar la cantidad de dicha muestra, que represente una muestra significativa, se usará el método del Muestreo Aleatorio Simple de todos los ambientes (12 en total) de esta Institución Educativa.

Elección de la Muestra usando Muestreo Aleatorio Simple (MAS):

Muestreo sin reposición.

Número de especímenes para una muestra finita:

$$n = \frac{N * Z_{\alpha}^2 * p * q}{d^2 * (N - 1) + Z_{\alpha}^2 * p * q}$$

De acuerdo a distintos criterios de seguridad el parámetro Z_{α} se asume para una seguridad del 95%, como se indica a continuación:

Para una seguridad Z_{α} de 95% el parámetro sería 1.96

Fórmula para Hallar las Muestras Finitas

$N=$ 12 (Total de la población)

$Z_{\alpha}=$ 1.96 fuese una seguridad del 95%

p= 0.05 Proporción Esperada (5%)

Q= 0.95 = (1-P)

D= 0.30 Precisión (En la Investigación).

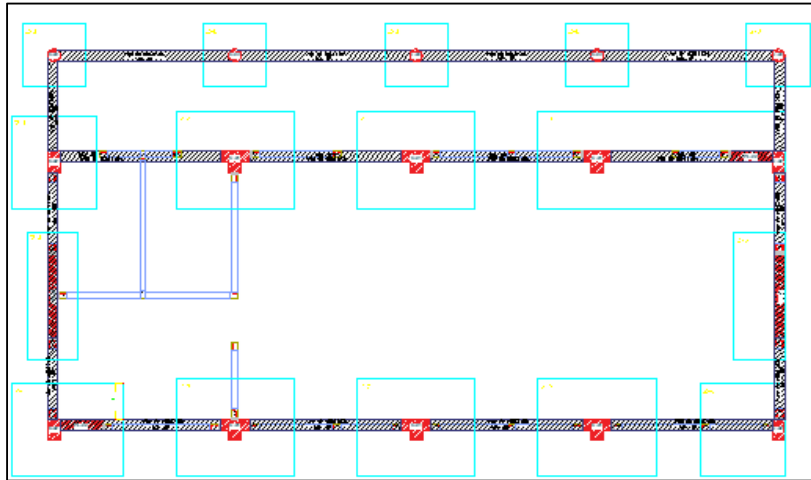
$$n = \frac{12 * 1.96^2 * 0.05 * 0.95}{0.30^2 * (12 - 1) + 1.96^2 * 0.05 * 0.95} = 1.868$$

Análisis del resultado para la muestra: El M.A.S. indica que la muestra más significativa será para: $n = 1.868$ equivalente a 2 módulos de estudio. Los módulos elegidos fueron el **II-C y II-A**. No fueron elegidos las escaleras debido a que dichos módulos están cementadas sobre plateas de cimentación y no forman parte de esta investigación, así mismo no se eligió el módulo II-D debido a que es muy similar al II-C y se tendrían resultados muy similares.

Cuantificación de la muestra: Debido a que la muestra está representada por todos los elementos estructurales del primer nivel; en contacto con la cimentación y a su vez con el terreno de fundación; se tiene una muestra total de *25 elementos estructurales*, halladas de la siguiente manera:

Modulo II-C: Consta de 19 elementos estructurales en total, de los cuales 05 son columnas circulares (D=0.30 m), 04 columnas rectangulares (C-02), 06 columnas en sección T (C-01) y 04 placas armadas (PL-01 y PL-02).

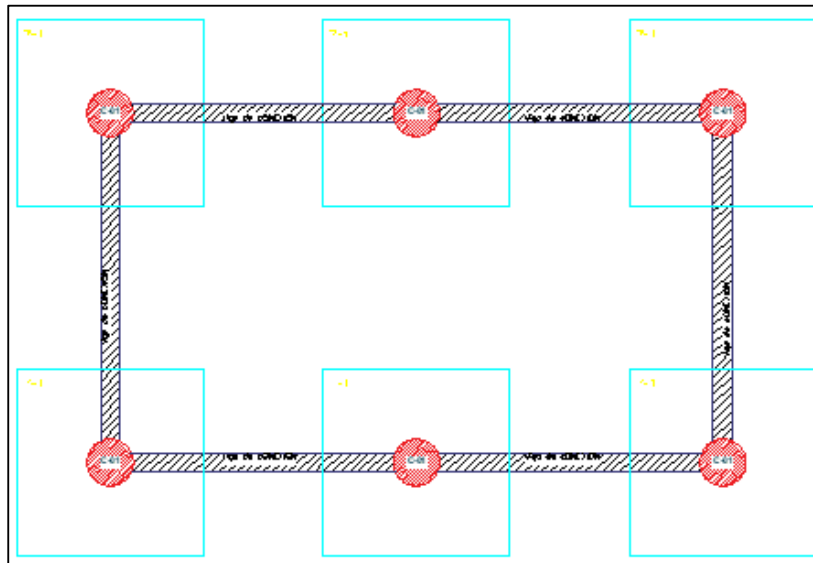
Figura 15: Vista en planta – Modulo II-.C del Instituto Pedagógico Publico Juana Moreno.



Fuente: Expediente Técnico del Instituto Pedagógico Publico Juana Moreno.

Modulo II-A: Consta de 06 elementos estructurales en total, de los cuales las 06 son columnas circulares (D=0.60 m).

Figura 16: Vista en planta – Modulo II -.A del Instituto Pedagógico Publico Juana Moreno.



Fuente: Expediente Técnico del Instituto Pedagógico Publico Juana Moreno.

3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.3.1. PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS

Los parámetros considerados dentro de este proyecto, fueron: El análisis documental; que consistirá en la recolección de información técnica del Expediente técnico original con el propósito de obtener datos necesarios para el modelamiento y procesamiento de resultados; y la observación experimental, el cual consistirá en inspeccionar los resultados obtenidos en al aplicar el modelo de ISE y el modelo normativo peruano de base rígida

3.3.2. PARA LA PRESENTACIÓN DE DATOS:

Los instrumentos más usados para la colección de datos fueron:

- Técnicas de observación
- Fichas de registro de datos

3.3.3. PARA EL ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS.

Debido a la complejidad en los cálculos estructurales, grandes grados de libertad producidas por el terreno, muchos grados de libertad de la estructura y demás cálculos complejos, se ve con la necesidad de usar un programa de cálculos estructurales a gran escala como es el ETABS V18.

El análisis de estos resultados complejos; se verán contrastados con la normativa vigente de diseño sismorresistente y el modelo de ISE; los cuales son presentados a continuación:

3.4. MODULO II-C - PROCESAMIENTO DE DATOS

3.4.1. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO ESPECTRAL SEGÚN LA NORMA E.030-2018.

Para realizar el análisis sísmico dinámico modal espectral, se realizó:

Cálculo de excentricidad accidental

$$e_x = 0.05 \times 17.50 = 0.88 \text{ m.}$$

$$e_y = 0.05 \times 9.28 = 0.46 \text{ m.}$$

Cálculo de masas a nivel de entresijos.

Piso N° 3:

$$M_t = \frac{P}{g} = \frac{49.20}{9.81} = 5.02 \text{ Tn.s}^2/\text{m.}$$

$$M_r = \frac{M_t (Lx^2 + Ly^2)}{12} = \frac{5.015 \times (17.50^2 + 9.28^2)}{12} = 163.98 \text{ Tn.s}^2.\text{m}$$

Piso N° 2:

$$M_t = \frac{P}{g} = \frac{149.47}{9.81} = 15.24 \text{ Tn.s}^2/\text{m.}$$

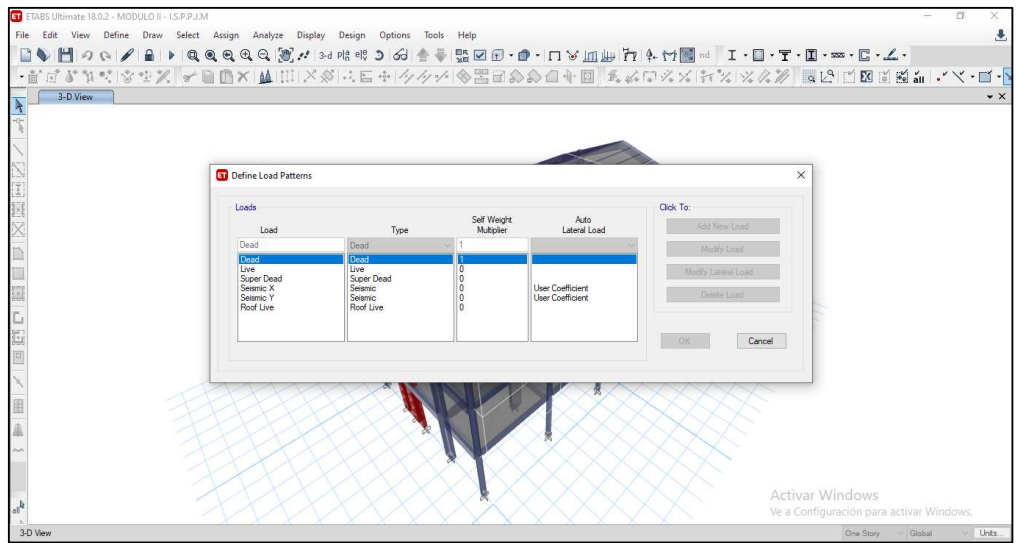
$$M_r = \frac{M_t (Lx^2 + Ly^2)}{12} = \frac{15.24 \times (17.50^2 + 9.28^2)}{12} = 498.31 \text{ Tn.s}^2.\text{m}$$

Piso N° 1:

$$M_t = \frac{P}{g} = \frac{151.32}{9.81} = 15.43 \text{ Tn.s}^2/\text{m.}$$

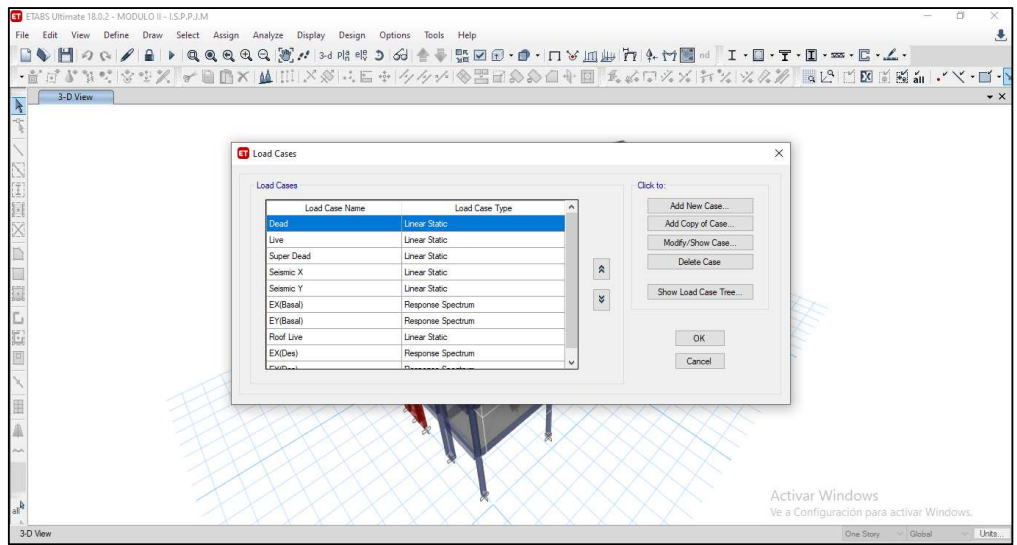
$$M_r = \frac{M_t (Lx^2 + Ly^2)}{12} = \frac{15.43 \times (17.50^2 + 9.28^2)}{12} = 504.52 \text{ Tn.s}^2.\text{m}$$

Figura 17: Asignación de los patrones de carga – Modulo II - C.



Fuente: Autoría propia.

Figura 18: Definición de los casos de carga – Modulo II - C.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 19: Parámetros considerados para el análisis sísmico en la dirección X – Modulo II - C.

ET Load Case Data

General

Load Case Name: EX/Des

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (Masa)

Design... Notes...

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	EXX	9.8067

Add Delete Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Modify/Show... Modify/Show...

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia.

Figura 20: Parámetros considerados para el análisis sísmico en la dirección Y – Modulo II - C.

General

Load Case Name: U3

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (Masa)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	EYY	9.8067
Acceleration	U3	EZY	9.8067

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

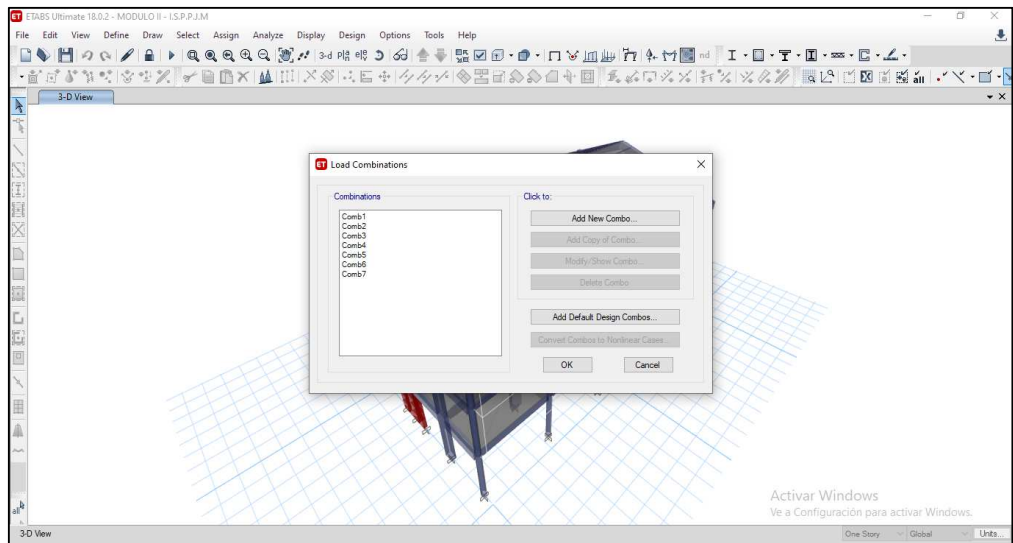
Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

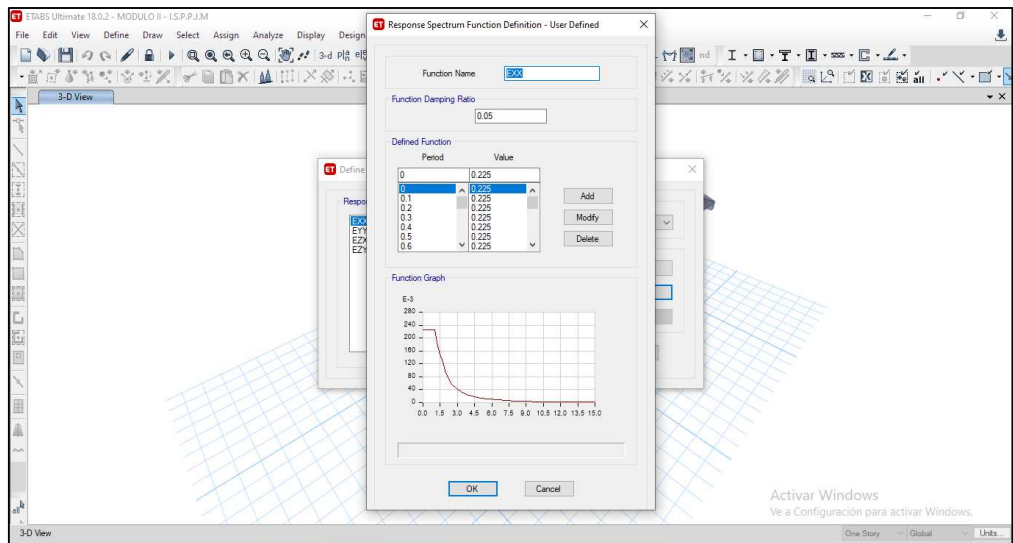
Fuente: Elaboración propia.

Figura 21: Definición de las combinaciones de carga según el R.N.E. – E.060 – Modulo II - C.



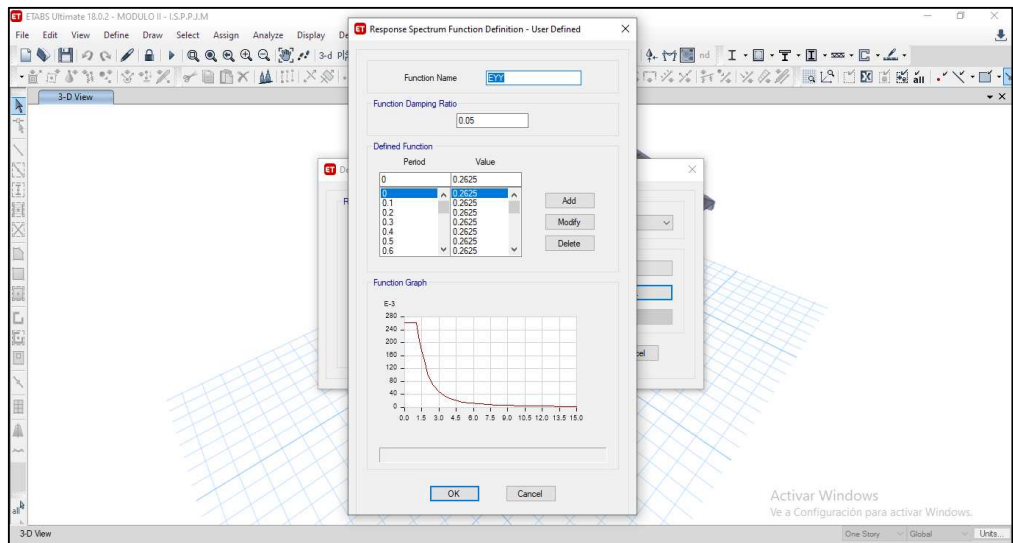
Fuente: Elaboración propia.

Figura 22: Definición del espectro de diseño para el eje X - Modulo II - C.



Fuente: Elaboración propia.

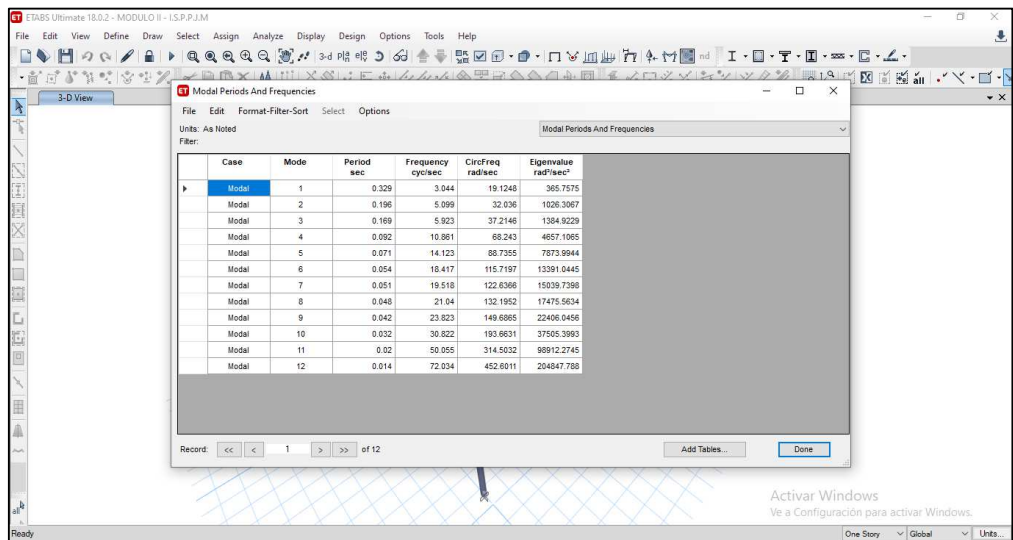
Figura 23: Definición del espectro de diseño para el eje Y - Modulo II - C.



Fuente: Elaboración propia.

3.4.1.1. Periodos fundamentales de vibración

Figura 24: Periodos fundamentales de vibración para los ejes X e Y - Modulo II - C.



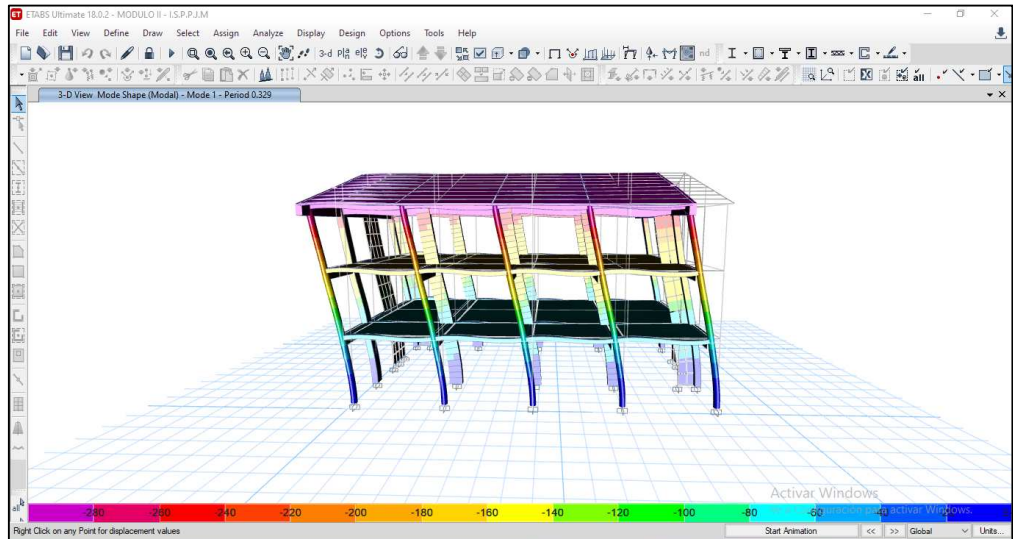
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5: Modos de vibración

Case	Mode	Period
		sec
Modal	1	0.329
Modal	2	0.196
Modal	3	0.169
Modal	4	0.092
Modal	5	0.071
Modal	6	0.054
Modal	7	0.051
Modal	8	0.048
Modal	9	0.042
Modal	10	0.032
Modal	11	0.02
Modal	12	0.014

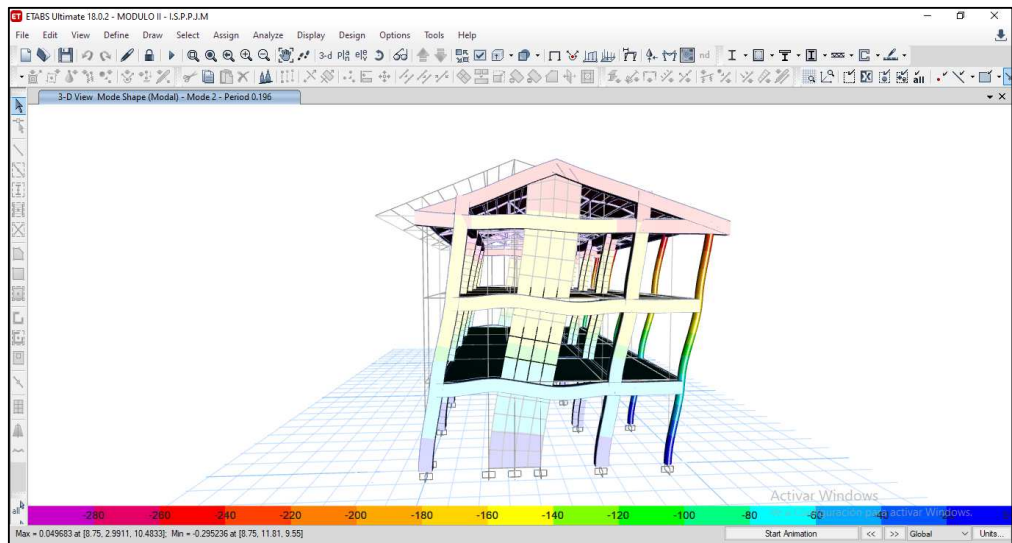
Fuente: Elaboración propia.

Figura 25: Modo de vibración N°01 alrededor del eje X - Modulo II - C.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 26: Modo de vibración N°02 alrededor del eje Y - Modulo II - C.



Fuente: Elaboración propia.

3.4.1.2. Distorsiones de entrepiso

Tabla 6: Distorsiones de entrepiso para el eje X - Modulo II - C.

TABLE: Story Drifts					
Story	Output Case	Direction	Drift	0.75R	DERIVAS X
Nivel 4°	EX(Des)	X	0.000464	5.25	0.0024
Nivel 3°	EX(Des)	X	0.001114	5.25	0.0058
Nivel 2°	EX(Des)	X	0.001162	5.25	0.0061
Nivel 1°	EX(Des)	X	0.000725	5.25	0.0038

Fuente: Elaboración propia

Tabla 7: Distorsiones de entrepiso para el eje Y - Modulo II - C.

TABLE: Story Drifts					
Story	Output Case	Direction	Drift	0.75R	DERIVAS Y
Nivel 4°	EY(Des)	Y	0.000158	4.5	0.0007
Nivel 3°	EY(Des)	Y	0.000533	4.5	0.0024
Nivel 2°	EY(Des)	Y	0.000461	4.5	0.0021
Nivel 1°	EY(Des)	Y	0.000332	4.5	0.0015

Fuente: Elaboración propia

3.4.1.3. Esfuerzos máximos en columnas y muros estructurales

3.4.1.3.1. Esfuerzos máximos en columnas debido a las combinaciones de carga.

Tabla 8: Esfuerzos máximos en columnas - Modulo II - C.

TABLE: Element Forces - Columns			
P	Vmax	T	Mmax
tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
72.6109	6.1565	0.4108	16.1953

Fuente: Elaboración propia

3.4.1.3.2. Esfuerzos máximos en muros estructurales a las combinaciones de carga.

Tabla 9: Esfuerzos máximos en muros estructurales - Modulo II - C.

TABLE: Pier Forces - E.030			
P	Vmax	T	Mmax
tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
69.7653	36.1825	0.3751	118.8058

Fuente: Elaboración propia

3.4.2. ANÁLISIS SÍSMICO MEDIANTE EL MODELO DINÁMICO D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV.

Características del Conglomerado:

- Tipo de Suelo: Suelo blando (S_3), compuesto por Arcillas de mediana plasticidad.

- Coeficiente. $C_0 = 1.00 \text{ Kg/cm}^3$. (Según la tabla N°01 y las características del terreno de fundación).
- Coeficiente. $\rho_0 = 0.20 \text{ Kg/cm}^2$. (Según la tabla N°01 y las características del terreno de fundación).

3.4.2.1. Cálculo de parámetros de rigidez para zapatas de columna rectangular: Z-1 y Z-6 (a = 2.00 m, b = 2.20 m)

De acuerdo a la tabla N°01, se asume $C_0 = 1.00 \text{ Kg/cm}^3$ y luego calculamos el valor de la presión estática del conglomerado " ρ " para la zapata Z-1 y Z-6:

$$\rho = \frac{49,197.74 + 149,471.44 + 151,320.43 + 2 \times 2400 \times 2.00 \times 2.20 \times 0.60}{2 \times 200 \times 220}$$

$$= 4.12 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Usando la fórmula 2.6 Calculamos } D_0:$$

$$D_0 = \frac{1 - 0.35}{1 - 0.5 \times 0.35} (1.00) = 0.79 \text{ Kg/cm}^3.$$

Calculo de los parámetros C_z, C_x, C_ϕ por la fórmula 2.5:

$$C_z = 1.00 \times \left[1 + \frac{2 \times (2.00 + 2.20)}{1 \times 2.00 \times 2.20} \right] \sqrt{\frac{4.12}{0.20}} = 13.20 \text{ Kg/cm}^3$$

$$= 13,203.56 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_x = C_y = 0.79 \times \left[1 + \frac{2 \times (2.00 + 2.20)}{1 \times 2.00 \times 2.20} \right] \sqrt{\frac{4.12}{0.20}} = 10.43 \text{ Kg/cm}^3$$

$$= 10,430.81 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_{\phi x} = 1.00 \times \left[1 + \frac{2 \times (2.00 + 3 \times 2.20)}{1 \times 2.00 \times 2.20} \right] \sqrt{\frac{4.12}{0.20}} = 22.28 \text{ Kg/cm}^3$$

$$= 22,281.00 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_{\phi y} = 1.00 \times \left[1 + \frac{2 \times (2.20 + 3 \times 2.00)}{1 \times 2.20 \times 2.00} \right] \sqrt{\frac{4.12}{0.20}} = 21.46 \text{ Kg/cm}^3$$

$$= 21,455.78 \text{ Tn/m}^3.$$

Finalmente, mediante la ecuación 2.3 con calculados los parámetros de rigidez K_z , K_x , K_φ :

$$k_z = 13,203.56 \times 2.00 \times 2.20 = 58,095.66 \text{ Tn/m.}$$

$$k_x = k_y = 10,430.81 \times 2.00 \times 2.20 = 45,895.56 \text{ Tn/m.}$$

$$k_{\varphi x} = 22,281.00 \times \frac{2.00 \times 2.20^3}{12} = 39,541.35 \text{ Tn.m}$$

$$k_{\varphi y} = 21,455.78 \times \frac{2.20 \times 2.00^3}{12} = 31,468.48 \text{ Tn.m}$$

3.4.2.2. Cálculo de parámetros de rigidez para zapatas de placa (PL-02): Z-4 y Z-5 (a = 1.20 m, b = 3.00 m)

De acuerdo a la tabla N°01, se asume $C_0 = 0.8 \text{ Kg/cm}^3$ y luego calculamos el valor de la presión estática del conglomerado "p" para la zapata Z-4 y Z-5:

$$\rho = \frac{49,197.74 + 149,471.44 + 151,320.43 + 2 \times 2400 \times 1.20 \times 3.00 \times 0.60}{2 \times 120 \times 300}$$

$$= 5.01 \text{ Kg/cm}^2.$$

Usando la fórmula 2.6 Calculamos D_0 :

$$D_0 = \frac{1 - 0.35}{1 - 0.5 \times 0.35} (1.00) = 0.79 \text{ Kg/cm}^3.$$

Calculo de los parámetros C_z , C_x , C_φ por la fórmula 2.5:

$$C_z = 1.00 \times \left[1 + \frac{2 \times (1.20 + 3.00)}{1 \times 1.20 \times 3.00} \right] \sqrt{\frac{5.01}{0.20}} = 16.68 \text{ Kg/cm}^3$$

$$= 16,683.33 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_x = C_y = 0.79 \times \left[1 + \frac{2 \times (1.20 + 3.00)}{1 \times 1.20 \times 3.00} \right] \sqrt{\frac{5.01}{0.20}} = 13.18 \text{ Kg/cm}^3$$

$$= 13,179.83 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_{\varphi x} = 1.00 \times \left[1 + \frac{2 \times (1.20 + 3 \times 3.00)}{1 \times 1.20 \times 3.00} \right] \sqrt{\frac{5.01}{0.20}} = 33.37 \text{ Kg/cm}^3$$

$$= 33,366.65 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_{\varphi y} = 1.00 \times \left[1 + \frac{2 \times (3.00 + 3 \times 1.20)}{1 \times 3.00 \times 1.20} \right] \sqrt{\frac{5.01}{0.20}} = 23.36 \text{ Kg/cm}^3$$

$$= 23,356.66 \text{ Tn/m}^3.$$

Finalmente, mediante la ecuación 2.3 con calculados los parámetros de rigidez K_z , K_x , K_φ :

$$k_z = 126,683.33 \times 1.20 \times 3.00 = 60,059.99 \text{ Tn/m}.$$

$$k_x = k_y = 13,179.83 \times 1.20 \times 3.00 = 47,447.39 \text{ Tn/m}.$$

$$k_{\varphi x} = 33,366.65 \times \frac{1.20 \times 3.00^3}{12} = 90,089.96 \text{ Tn.m}$$

$$k_{\varphi y} = 23,356.66 \times \frac{3.00 \times 1.20^3}{12} = 10,090.08 \text{ Tn.m}$$

3.4.2.3. Cálculo de parámetros de rigidez para zapatas de columna sección "T": Z-2 (a = 2.80 m, b = 2.30 m)

De acuerdo a la tabla N° 01, se asume $C_0 = 1.00 \text{ Kg/cm}^3$ y luego calculamos el valor de la presión estática del conglomerado " ρ " para la zapata Z-2:

$$\rho = \frac{49,197.74 + 149,471.44 + 151,320.43 + 6 \times 2400 \times 2.80 \times 2.30 \times 0.60}{6 \times 280 \times 230}$$

$$= 1.05 \text{ Kg/cm}^2.$$

Usando la fórmula 2.6 Calculamos D_0 :

$$D_0 = \frac{1 - 0.35}{1 - 0.5 \times 0.35} (1.00) = 0.79 \text{ Kg/cm}^3.$$

Calculo de los parámetros C_z, C_x, C_φ por la fórmula 2.5:

$$C_z = 1.00 \times \left[1 + \frac{2 \times (2.80 + 2.30)}{1 \times 2.80 \times 2.30} \right] \sqrt{\frac{1.05}{0.20}} = 5.92 \text{ Kg/cm}^3$$

$$= 5,920.35 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_x = C_y = 0.79 \times \left[1 + \frac{2 \times (2.80 + 2.30)}{1 \times 2.80 \times 2.30} \right] \sqrt{\frac{1.05}{0.20}} = 4.68 \text{ Kg/cm}^3$$

$$= 4,677.07 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_{\varphi x} = 1.00 \times \left[1 + \frac{2 \times (2.80 + 3 \times 2.30)}{1 \times 2.80 \times 2.30} \right] \sqrt{\frac{1.05}{0.20}} = 7.90 \text{ Kg/cm}^3$$

$$= 7,902.33 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_{\varphi y} = 1.00 \times \left[1 + \frac{2 \times (2.80 + 3 \times 2.30)}{1 \times 2.80 \times 2.30} \right] \sqrt{\frac{1.05}{0.20}} = 9.19 \text{ Kg/cm}^3$$

$$= 9,193.62 \text{ Tn/m}^3.$$

Finalmente, mediante la ecuación 2.3 con calculados los parámetros de rigidez K_z, K_x, K_φ :

$$k_z = 5,920.35 \times 2.80 \times 2.30 = 38,127.05 \text{ Tn/m}.$$

$$k_x = k_y = 4,677.07 \times 2.80 \times 2.30 = 30,120.33 \text{ Tn/m}.$$

$$k_{\varphi x} = 7,902.33 \times \frac{2.80 \times 2.30^3}{12} = 22,434.45 \text{ Tn.m}$$

$$k_{\varphi y} = 9,193.62 \times \frac{2.30 \times 2.80^3}{12} = 38,681.85 \text{ Tn.m}$$

3.4.2.4. Cálculo de parámetros de rigidez para zapatas de encuentro placa 02 y columna rectangular C-02: Z-7 (a = 2.65 m, b = 2.20 m)

De acuerdo a la tabla N° 01, se asume $C_0 = 1.00 \text{ Kg/cm}^3$ y luego calculamos el valor de la presión estática del conglomerado " ρ " para la zapata Z-5:

$$\rho = \frac{49,197.74 + 149,471.44 + 151,320.43 + 2 \times 2400 \times 2.65 \times 2.20 \times 0.60}{1 \times 265 \times 220}$$

$$= 6.67 \text{ Kg/cm}^2.$$

Usando la fórmula 2.6 Calculamos D_0 :

$$D_0 = \frac{1 - 0.35}{1 - 0.5 \times 0.35} (1.00) = 0.79 \text{ Kg/cm}^3.$$

Calculo de los parámetros C_z, C_x, C_ϕ por la fórmula 2.5:

$$C_z = 1.00 \times \left[1 + \frac{2 \times (2.65 + 2.20)}{1 \times 2.65 \times 2.20} \right] \sqrt{\frac{6.67}{0.20}} = 15.38 \text{ Kg/cm}^3$$

$$= 15,383.35 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_x = C_y = 0.79 \times \left[1 + \frac{2 \times (2.65 + 2.20)}{1 \times 2.65 \times 2.20} \right] \sqrt{\frac{6.67}{0.20}} = 12.15 \text{ Kg/cm}^3$$

$$= 12,152.84 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_{\phi x} = 1.00 \times \left[1 + \frac{2 \times (2.65 + 3 \times 2.20)}{1 \times 2.65 \times 2.20} \right] \sqrt{\frac{6.67}{0.20}} = 24.10 \text{ Kg/cm}^3$$

$$= 24,100.25 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_{\phi y} = 1.00 \times \left[1 + \frac{2 \times (2.20 + 3 \times 2.65)}{1 \times 2.65 \times 2.20} \right] \sqrt{\frac{6.67}{0.20}} = 25.88 \text{ Kg/cm}^3$$

$$= 25,883.25 \text{ Tn/m}^3.$$

Finalmente, mediante la ecuación 2.3 con calculados los parámetros de rigidez K_z, K_x, K_ϕ :

$$k_z = 15,383.35 \times 2.65 \times 2.20 = 89,684.93 \text{ Tn/m}.$$

$$k_x = k_y = 12,152.84 \times 2.65 \times 2.20 = 70,851.06 \text{ Tn/m}.$$

$$k_{\varphi x} = 24,100.25 \times \frac{2.65 \times 2.20^3}{12} = 56,670.13 \text{ Tn.m}$$

$$k_{\varphi y} = 25,883.25 \times \frac{2.20 \times 2.65^3}{12} = 88,307.56 \text{ Tn.m}$$

3.4.2.5. Cálculo de parámetros de rigidez para zapatas de columna rectangular: Z-8 (a = 1.50 m, b = 1.50 m)

De acuerdo a la tabla N° 01, se asume $C_0 = 1.00 \text{ Kg/cm}^3$ y luego calculamos el valor de la presión estática del conglomerado " ρ " para la zapata Z-8:

$$\rho = \frac{49,197.74 + 149,471.44 + 151,320.43 + 5 \times 2400 \times 1.5 \times 1.5 \times 0.60}{4 \times 150 \times 150}$$

$$= 4.07 \text{ Kg/cm}^2.$$

Usando la fórmula 2.6 Calculamos D_0 :

$$D_0 = \frac{1 - 0.35}{1 - 0.5 \times 0.35} (1.00) = 0.79 \text{ Kg/cm}^3.$$

Calculo de los parámetros C_z, C_x, C_φ por la fórmula 2.5:

$$C_z = 1.00 \times \left[1 + \frac{2 \times (1.50 + 1.50)}{1 \times 1.50 \times 1.50} \right] \sqrt{\frac{4.07}{0.20}} = 16.54 \text{ Kg/cm}^3$$

$$= 16,540.69 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_x = C_y = 0.79 \times \left[1 + \frac{2 \times (1.50 + 1.50)}{1 \times 1.50 \times 1.50} \right] \sqrt{\frac{4.07}{0.20}} = 13.07 \text{ Kg/cm}^3$$

$$= 13,067.15 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_{\varphi x} = C_{\varphi y} = 1.00 \times \left[1 + \frac{2 \times (1.50 + 3 \times 1.50)}{1 \times 1.50 \times 1.50} \right] \sqrt{\frac{4.07}{0.20}} = 28.57 \text{ Kg/cm}^3$$

$$= 28,570.28 \text{ Tn/m}^3.$$

Finalmente, mediante la ecuación 2.3 con calculados los parámetros de rigidez K_z , K_x , K_φ :

$$k_z = 16,540.69 \times 1.50 \times 1.50 = 37,216.55 \text{ Tn/m.}$$

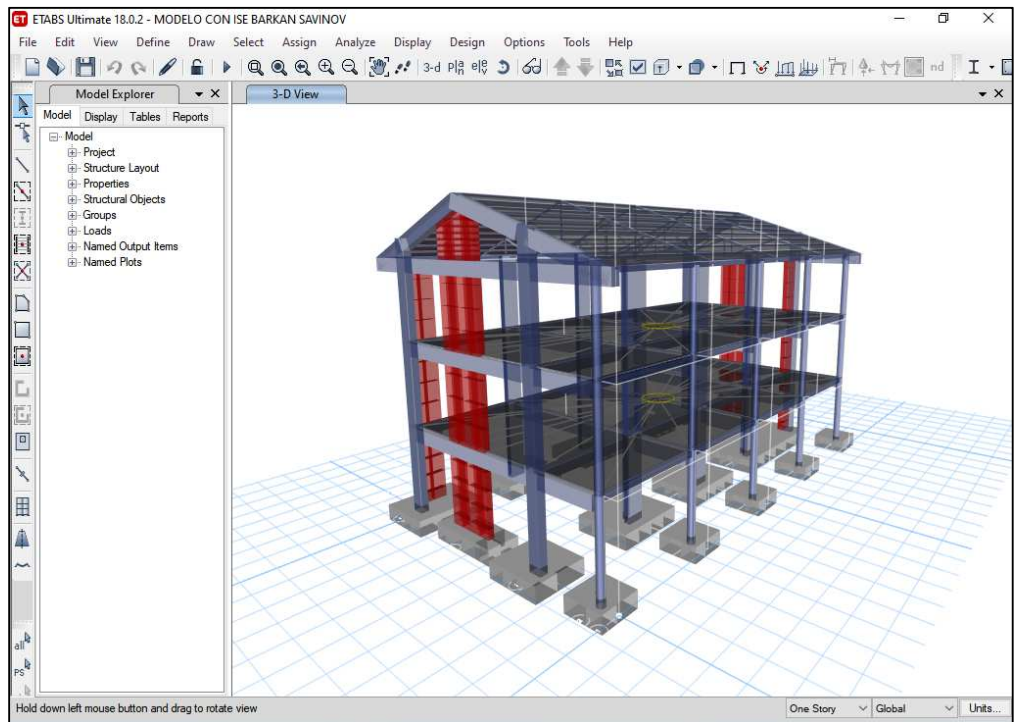
$$k_x = k_y = 13,067.15 \times 1.50 \times 1.50 = 29,401.09 \text{ Tn/m.}$$

$$k_{\varphi x} = k_{\varphi y} = 28,570.28 \times \frac{1.50 \times 1.50^3}{12} = 12,053.09 \text{ Tn.m}$$

Luego para el modelo de Barkan - Savinov, se realizó:

Aplicación el mismo método matemático se prosiguió con el modelo de ISE, en base a los planos estructurales correspondientes se dibujaron las zapatas aisladas para cada elemento estructural.

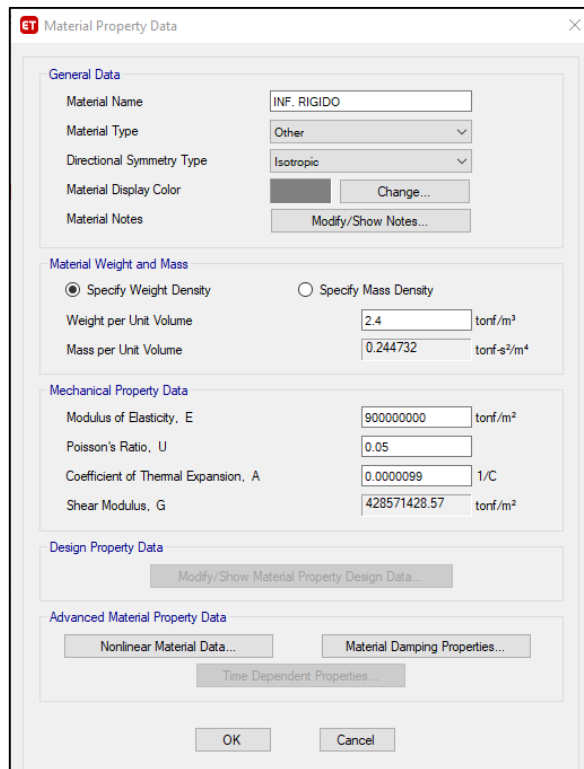
Figura 27: Disposición de las zapatas aisladas del Módulo II – C.



Fuente: Elaboración propia

Para estas zapatas se consideró elementos del tipo Shell, fue asignado un material infinitamente rígido con las siguientes especificaciones:

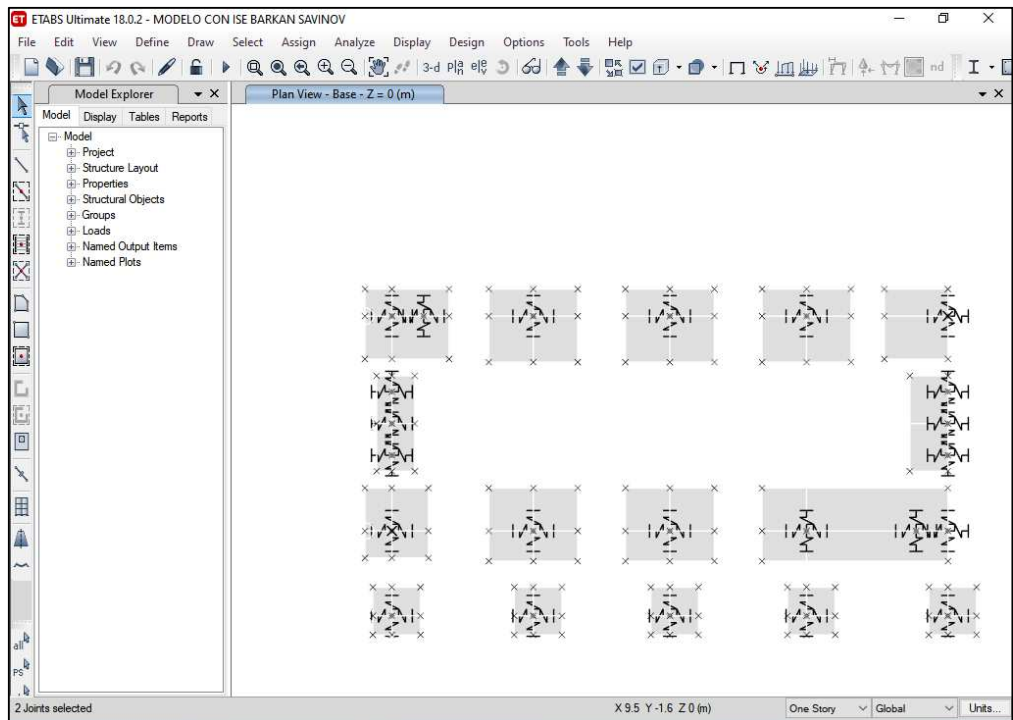
Figura 28: Propiedades del material para zapatas.



Fuente: Elaboración propia

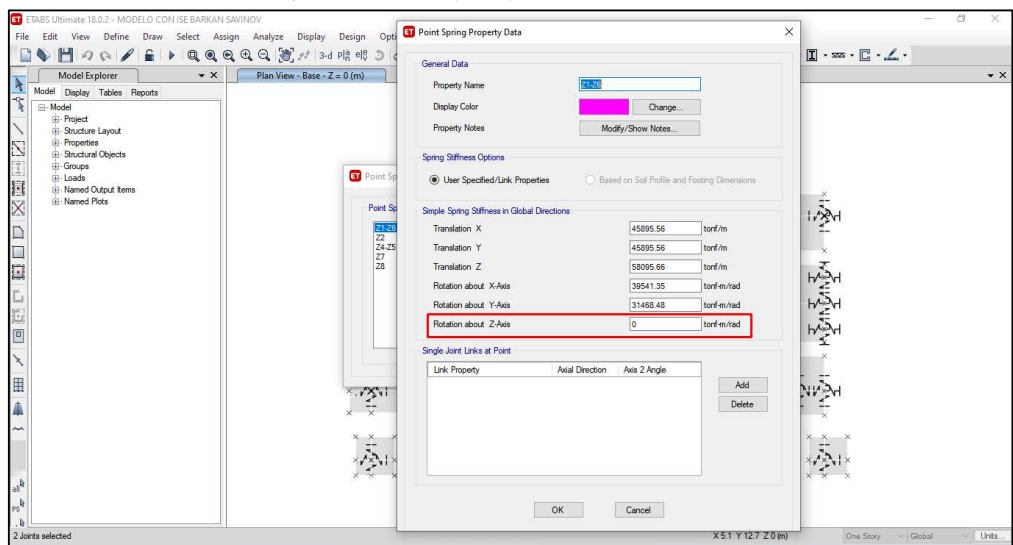
Posteriormente se asignaron las masas en las cimentaciones y los parámetros de rigidez según las tablas N^o 20 y 21 según se muestran a continuación:

Figura 29: Asignación de masas y coeficientes de rigidez en los centroides de las zapatas.



Fuente: Elaboración propia

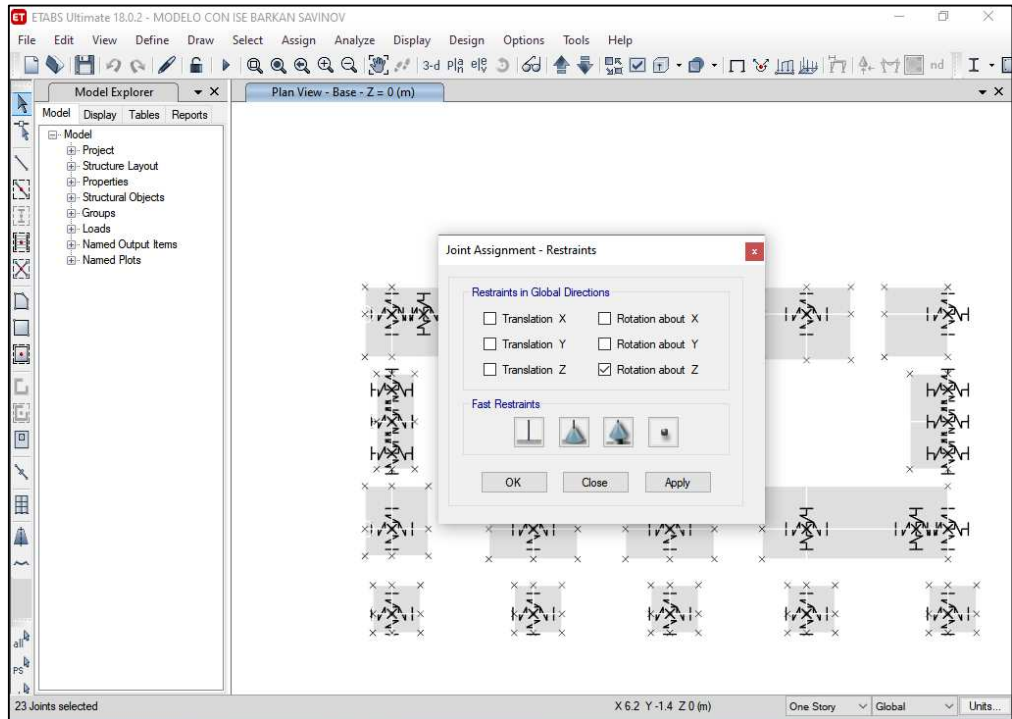
Figura 30: El grado de libertad denominado rotación alrededor del eje Z no fue contemplado para el metodo de D.D. Barkan Savinov



Fuente: Elaboración propia

Posteriormente se seleccionó cada centroide de la zapata y se realizó la restricción de la rotación alrededor del eje Z, debido a que este modelo dinámico de Barkan Savinov no contempla dicho grado de libertad.

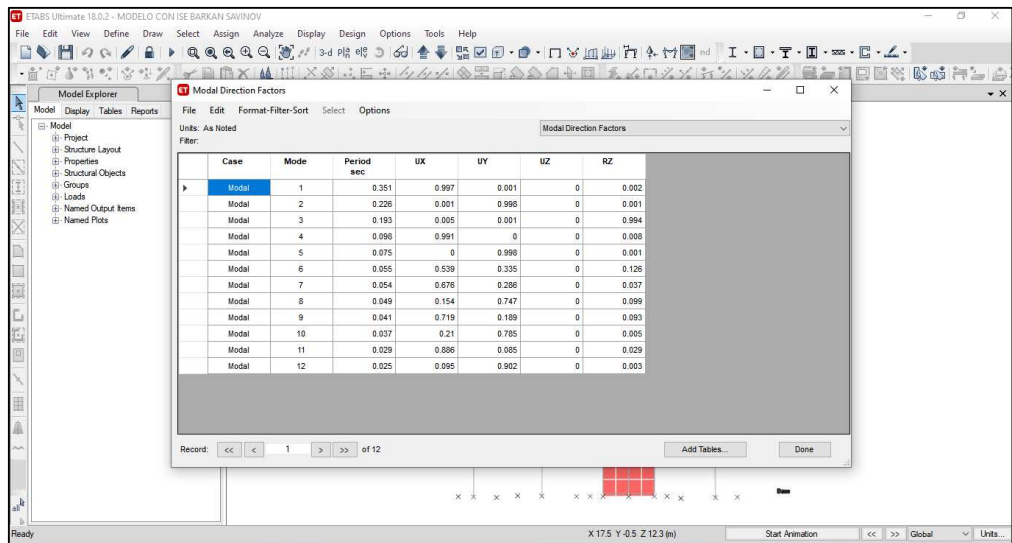
Figura 31: restricción del grado de libertad de rotación alrededor del eje Z.



Fuente: Elaboración propia

3.4.2.6. Periodos fundamentales de vibración

Figura 32: Periodos fundamentales de vibración para los ejes X e Y – Modulo II-C Modelo D.D Barkan Savinov



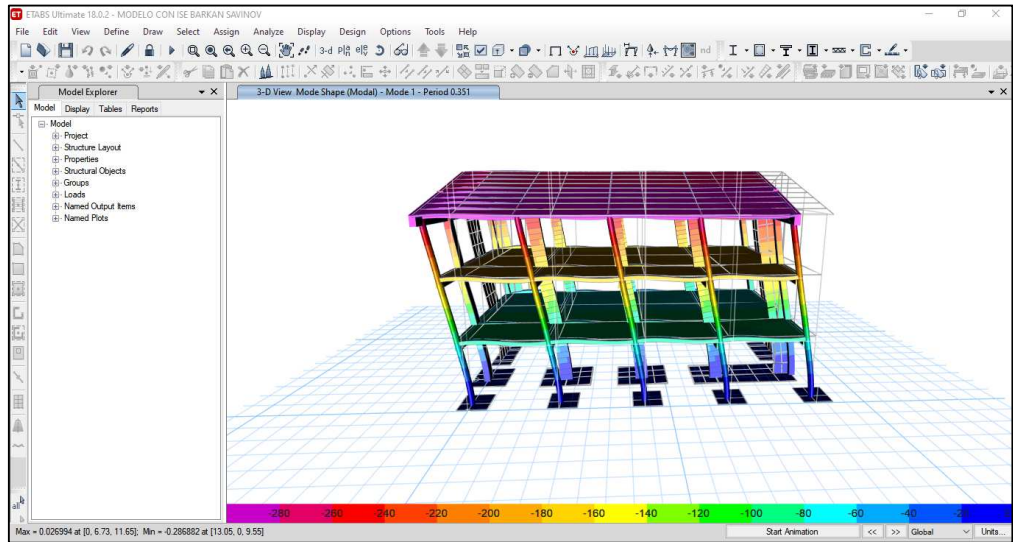
Fuente: Elaboración propia

Tabla 10: Modos de vibración

Case	Mode	Period sec
Modal	1	0.351
Modal	2	0.226
Modal	3	0.193
Modal	4	0.098
Modal	5	0.075
Modal	6	0.055
Modal	7	0.054
Modal	8	0.049
Modal	9	0.041
Modal	10	0.037
Modal	11	0.029
Modal	12	0.025

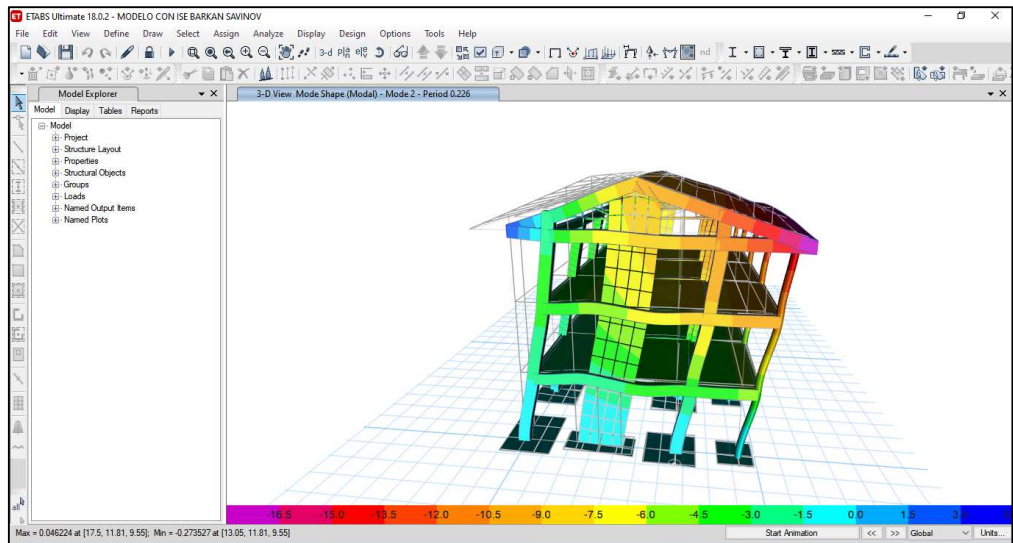
Fuente: Elaboración propia

Figura 33: Modo de vibración N°01 alrededor del eje X - Modulo II
 – C – Modelo D.D Barkan Savinov



Fuente: Elaboración propia

Figura 34: Modo de vibración N°01 alrededor del eje Y - Modulo II
 – C – Modelo D.D Barkan Savinov



Fuente: Elaboración propia

3.4.2.6.1. Distorsiones de entrespiso

Tabla 11: Derivas de entrepiso para el eje X - Modulo II – C –
Modelo D.D Barkan Savinov

TABLE: Story Drifts					
Story	Output Case	Direction	Drift	0.75R	Deriva X
Nivel 4°	EX(Des)	X	0.00051	5.25	0.0027
Nivel 3°	EX(Des)	X	0.0012	5.25	0.0063
Nivel 2°	EX(Des)	X	0.001277	5.25	0.0067
Nivel 1°	EX(Des)	X	0.000949	5.25	0.0050

Fuente: Elaboración propia

Tabla 12: Derivas de entrepiso para el eje Y - Modulo II – C –
Modelo D.D Barkan Savinov

TABLE: Story Drifts					
Story	Output Case	Direction	Drift	0.75R	Deriva Y
Nivel 4°	EY(Des)	Y	0.000186	4.5	0.0008
Nivel 3°	EY(Des)	Y	0.000605	4.5	0.0027
Nivel 2°	EY(Des)	Y	0.000557	4.5	0.0025
Nivel 1°	EY(Des)	Y	0.000543	4.5	0.0024

Fuente: Elaboración propia

3.4.2.6.2. Esfuerzos máximos en columnas y muros estructurales

3.4.2.6.2.1. Esfuerzos máximos en columnas debido a las combinaciones de carga

Tabla 13: Esfuerzos máximos en columnas - Modulo II – C –
Modelo D.D Barkan Savinov

TABLE: Element Forces - Columns - ISE Barkan Savinov			
P	Vmax	T	Mmax
tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
69.0439	6.1536	0.3273	15.9816

Fuente: Elaboración propia

3.4.2.6.2. Esfuerzos máximos en muros estructurales debido a las combinaciones de carga

Tabla 14: Esfuerzos máximos en muros estructurales - Modulo II – C – Modelo D.D Barkan Savinov

TABLE: Pier Forces			
P	Vmax	T	Mmax
tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
68.8187	29.2196	0.3664	86.8366

Fuente: Elaboración propia

3.4.3. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO MEDIANTE EL METODO DE ISE SEGÚN NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87.

Características del Conglomerado de Fundación:

- Conglomerado: Suelo blando (S_0), compuesto por arcillas de mediana plasticidad.
- Módulo de elasticidad del suelo: $E_s = 13.30$ MPa
- Coeficiente Empírico del Suelo, según la tabla II: $b_0 = 1.5$ asumido para arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados y arenas según el apéndice A.

3.4.3.1. Cálculo de parámetros de rigidez para zapatas de columna rectangular: Z-1 y Z-6 (a = 2.00 m, b = 2.20 m)

El parámetro de compresión elástica uniforme se calcula por la formula 2.9:

$$C_z = 1.5 \times 1330 \times \left(1 + \sqrt{\frac{10}{2.00 \times 2.20}}\right) = 5002.58 \text{ Tn/m}^3.$$

Entonces por la formula 2.10 se determinan los parámetros de desplazamiento elástico uniforme, compresión elástica no uniforme y desplazamiento elástico no uniforme:

$$C_x = C_y = 0.7 \times 5002.58 = 3501.81 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_{\varphi x} = C_{\varphi y} = 2 \times 5002.58 = 10,005.16 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_{\psi z} = 5002.58 \text{ Tn/m}^3.$$

Luego, aplicando la ecuación 2.8 se determinan los parámetros de rigidez:

$$K_z = 5002.58 \times 2.00 \times 2.20 = 22,011.35 \text{ Tn/m}.$$

$$K_x = K_y = 3501.81 \times 2.00 \times 2.20 = 15,407.96 \text{ Tn/m}.$$

$$K_{\phi x} = 10,005.16 \times \frac{2.00 \times 2.20^3}{12} = 17,755.83 \text{ Tn/m}^3.$$

$$K_{\phi y} = 10,005.16 \times \frac{2.20 \times 2.00^3}{12} = 14,674.24 \text{ Tn/m}^3.$$

$$K_{\psi z} = C_{\psi} \times I_{\psi} = C_{\psi} (I_{\phi x} + I_{\phi y})$$

$$= 5002.58 \times \left(\frac{2.00 \times 2.20^3}{12} + \frac{2.20 \times 2.00^3}{12} \right) = 16,215.03 \text{ Tn/m}^3$$

Finalmente, debido a la aparición de la vibración rotacional en el eje vertical, por ello se calcula el momento de inercia de la masa de la zapata que será aplicada en el centroide de dicha zapata.

Para:

a,b :Sección de la zapata en el plano.

c : Espesor y/o altura de la zapata.

$$M_t = M_x = M_y = M_z = \frac{\gamma \times a \times b \times c}{g} = \frac{2.4 \times 2.00 \times 2.20 \times 0.60}{9.81}$$

$$\text{Por lo tanto: } M_t = M_x = M_y = M_z = 0.65 \text{ T.s}^2 \cdot \text{m}$$

$$M_{\phi x} = M_t \times \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_t \times (b^2 + c^2)}{12}$$

$$= 0.65 \times \left(\frac{0.60}{2}\right)^2 + \frac{0.65 \times (2.20^2 + 0.60^2)}{12} = 0.34 \text{ T.s}^2 \cdot \text{m}$$

$$M_{\phi y} = M_t \times \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_t \times (a^2 + c^2)}{12}$$

$$= 0.65 \times \left(\frac{0.60}{2}\right)^2 + \frac{0.65 \times (2.00^2 + 0.60^2)}{12} = 0.29 \text{ T.s}^2 \cdot \text{m}$$

$$M_{\psi z} = \frac{M_t \times (a^2 + b^2)}{12}$$

$$= \frac{0.65 \times (2.00^2 + 2.20^2)}{12} = 0.48 \text{ Tn}\cdot\text{m}^2.$$

3.4.3.2. Cálculo de parámetros de rigidez para zapatas de placa (PL-02): Z-4 y Z-5 (a = 1.20 m, b = 3.00 m)

El parámetro de compresión elástica uniforme se calcula por la ecuación 2.9:

$$C_z = 1.5 \times 1330 \times \left(1 + \sqrt{\frac{10}{1.20 \times 3.00}}\right) = 5320 \text{ Tn}/\text{m}^3.$$

Entonces por la ecuación 2.10 se determinan los parámetros de desplazamiento elástico uniforme, compresión elástica no uniforme y desplazamiento elástico no uniforme:

$$C_x = C_y = 0.7 \times 5320 = 3724 \text{ Tn}/\text{m}^3.$$

$$C_{\phi x} = C_{\phi y} = 2 \times 5320 = 10,640 \text{ Tn}/\text{m}^3.$$

$$C_{\psi} = 5320 \text{ Tn}/\text{m}^3.$$

Luego, aplicando la ecuación 2.8 se determinan los parámetros de rigidez:

$$K_z = 5320 \times 1.20 \times 3.00 = 19,152 \text{ Tn}/\text{m}.$$

$$K_x = K_y = 3724 \times 1.20 \times 3.00 = 13,406.40 \text{ Tn}/\text{m}.$$

$$K_{\phi x} = 10,640 \times \frac{1.20 \times 3.00^3}{12} = 28,728 \text{ Tn}/\text{m}^3.$$

$$K_{\phi y} = 10,640 \times \frac{3.00 \times 1.20^3}{12} = 4,596.48 \text{ Tn}/\text{m}^3.$$

$$K_{\psi z} = C_{\psi} \times I_{\psi} = C_{\psi} (I_{\phi x} + I_{\phi y})$$

$$= 5320 \times \left(\frac{1.20 \times 3.00^3}{12} + \frac{3.00 \times 1.20^3}{12}\right) = 16,662.24 \text{ Tn}/\text{m}^3$$

Finalmente, debido a la aparición de la vibración rotacional en el eje vertical, por ello se calcula el momento de inercia de la masa de la zapata que será aplicada en el centroide de dicha zapata.

Para:

a,b : Sección de la zapata en el plano.

c : Espesor y/o altura de la zapata.

$$M_t = M_x = M_y = M_z = \frac{\gamma \times a \times b \times c}{g} = \frac{2.4 \times 1.20 \times 3.00 \times 0.60}{9.81}$$

Por lo tanto: $M_t = M_x = M_y = M_z = 0.53 \text{ T.s}^2$.

$$M_{\varphi x} = M_t \times \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_t \times (b^2 + c^2)}{12}$$

$$= 0.53 \times \left(\frac{0.60}{2}\right)^2 + \frac{0.53 \times (3.00^2 + 0.60^2)}{12} = 0.46 \text{ T.s}^2.$$

$$M_{\varphi y} = M_t \times \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_t \times (a^2 + c^2)}{12}$$

$$= 0.53 \times \left(\frac{0.60}{2}\right)^2 + \frac{0.53 \times (1.20^2 + 0.60^2)}{12} = 0.13 \text{ T.s}^2.$$

$$M_{\psi z} = \frac{M_t \times (a^2 + b^2)}{12}$$

$$= \frac{0.53 \times (1.20^2 + 3.00^2)}{12} = 0.46 \text{ T.s}^2.$$

3.4.3.3. Cálculo de parámetros de rigidez para zapata de columna sección "T": Z-2 (a = 2.80 m, b = 2.30 m)

El parámetro de compresión elástica uniforme se calcula por la ecuación 2.9:

$$C_z = 1.5 \times 1330 \times \left(1 + \sqrt{\frac{10}{2.80 \times 2.30}}\right) = 4480.99 \text{ Tn/m}^3.$$

Entonces por la ecuación 2.10 se determinan los parámetros de desplazamiento elástico uniforme, compresión elástica no uniforme y desplazamiento elástico no uniforme:

$$C_x = C_y = 0.7 \times 4480.99 = 3136.69 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_{\varphi x} = C_{\varphi y} = 2 \times 4480.99 = 8961.98 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_{\psi} = 4480.99 \text{ Tn/m}^3.$$

Luego, aplicando la ecuación 2.8 se determinan los parámetros de rigidez:

$$K_z = 4480.99 \times 2.80 \times 2.30 = 28,857.58 \text{ Tn/m}.$$

$$K_x = K_y = 3136.69 \times 2.80 \times 2.30 = 20,200.28 \text{ Tn/m}.$$

$$K_{\varphi x} = 8961.98 \times \frac{2.80 \times 2.30^3}{12} = 25,442.76 \text{ Tn/m}^3.$$

$$K_{\varphi y} = 8961.98 \times \frac{2.30 \times 2.80^3}{12} = 37,707.23 \text{ Tn/m}^3.$$

$$K_{\psi z} = C_{\psi} \times I_{\psi} = C_{\psi} (I_{\varphi x} + I_{\varphi y})$$

$$= 4480.99 \times \left(\frac{2.80 \times 2.30^3}{12} + \frac{2.30 \times 2.80^3}{12} \right) = 31,575 \text{ Tn/m}^3$$

Finalmente, debido a la aparición de la vibración rotacional en el eje vertical, por ello se calcula el momento de inercia de la masa de la zapata que será aplicada en el centroide de dicha zapata.

Para:

a,b : Sección de la zapata en el plano.

c : Espesor y/o altura de la zapata.

$$M_t = M_x = M_y = M_z = \frac{\gamma \times a \times b \times c}{g} = \frac{2.4 \times 2.80 \times 2.30 \times 0.60}{9.81}$$

Por lo tanto: $M_t = M_x = M_y = M_z = 0.95 \text{ T}\cdot\text{s}^2$.

$$M_{\varphi x} = M_t \times \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_t \times (b^2 + c^2)}{12}$$

$$= 0.95 \times \left(\frac{0.60}{2}\right)^2 + \frac{0.95 \times (2.30^2 + 0.60^2)}{12} = 0.530 \text{ T.s}^2.$$

$$M_{\varphi y} = M_t \times \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_t \times (a^2 + c^2)}{12}$$

$$= 0.95 \times \left(\frac{0.60}{2}\right)^2 + \frac{0.95 \times (2.80^2 + 0.60^2)}{12} = 0.73 \text{ T.s}^2.$$

$$M_{\psi z} = \frac{M_t \times (a^2 + b^2)}{12}$$

$$= \frac{0.95 \times (2.80^2 + 2.30^2)}{12} = 1.03 \text{ T.s}^2.$$

3.4.3.4. Cálculo de coeficientes de rigidez para zapata de encuentro placa 01 y columna rectangular: z-7 (a = 2.65 m, b = 2.20 m)

El parámetro de compresión elástica uniforme se calcula por la ecuación 2.9:

$$C_z = 1.5 \times 1330 \times \left(1 + \sqrt{\frac{10}{2.65 \times 2.20}}\right) = 4607.80 \text{ Tn/m}^3.$$

Entonces por la ecuación 2.10 se determinan los parámetros de desplazamiento elástico uniforme, compresión elástica no uniforme y desplazamiento elástico no uniforme:

$$C_x = C_y = 0.7 \times 4607.80 = 3225.47 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_{\varphi x} = C_{\varphi y} = 2 \times 4607.80 = 9215.60 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_{\psi z} = 4607.80 \text{ Tn/m}^3.$$

Luego, aplicando la ecuación 2.8 se determinan los parámetros de rigidez:

$$K_z = 3225.47 \times 2.65 \times 2.20 = 26,863.60 \text{ Tn/m}.$$

$$K_x = K_y = 3115.48 \times 2.65 \times 2.20 = 18,804.50 \text{ Tn/m}.$$

$$K_{\varphi x} = 9215.60 \times \frac{2.65 \times 2.20^3}{12} = 21,669.90 \text{ Tn/m}^3.$$

$$K_{\varphi y} = 9215.60 \times \frac{2.20 \times 2.65^3}{12} = 31,441.60 \text{ Tn/m}^3.$$

$$K_{\psi z} = C_{\psi} \times I_{\psi} = C_{\psi} (I_{\varphi x} + I_{\varphi y})$$

$$= 4607.80 \times \left(\frac{2.65 \times 2.20^3}{12} + \frac{2.20 \times 2.65^3}{12} \right) = 26,555.70 \text{ Tn/m}^3$$

Finalmente, debido a la aparición de la vibración rotacional en el eje vertical, por ello se calcula el momento de inercia de la masa de la zapata que será aplicada en el centroide de dicha zapata.

Para:

a,b : Secciones de la zapata en el plano.

c : Espesor y/o altura de la zapata.

$$M_t = M_x = M_y = M_z = \frac{\gamma \times a \times b \times c}{g} = \frac{2.4 \times 2.65 \times 2.20 \times 0.60}{9.81}$$

Por lo tanto: $M_t = M_x = M_y = M_z = 0.86 \text{ T.s}^2$.

$$M_{\varphi x} = M_t \times \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_t \times (b^2 + c^2)}{12}$$

$$= 0.86 \times \left(\frac{0.60}{2}\right)^2 + \frac{0.86 \times (2.20^2 + 0.60^2)}{12} = 0.45 \text{ T.s}^2.$$

$$M_{\varphi y} = M_t \times \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_t \times (a^2 + c^2)}{12}$$

$$= 0.86 \times \left(\frac{0.60}{2}\right)^2 + \frac{0.86 \times (2.65^2 + 0.60^2)}{12} = 0.61 \text{ T.s}^2.$$

$$M_{\psi z} = \frac{M_t \times (a^2 + b^2)}{12}$$

$$= \frac{0.86 \times (2.20^2 + 2.65^2)}{12} = 0.85 \text{ T.s}^2.$$

3.4.3.5. Cálculo de parámetros de rigidez para zapatas de columna circular: z-8 (a = 1.50 m, b = 1.50 m)

El parámetro de compresión elástica uniforme se calcula por la ecuación 2.9:

$$C_z = 1.5 \times 1330 \times \left(1 + \sqrt{\frac{10}{1.50 \times 1.50}}\right) = 6200.83 \text{ Tn/m}^3.$$

Entonces por la ecuación 2.10 se determinan los parámetros de desplazamiento elástico uniforme, compresión elástica no uniforme y desplazamiento elástico no uniforme:

$$C_x = C_y = 0.7 \times 6200.83 = 4340.58 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_{\varphi x} = C_{\varphi y} = 2 \times 6200.83 = 12,401.66 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_{\psi z} = 6200.83 \text{ Tn/m}^3.$$

Luego, aplicando la ecuación 2.8 se determinan los parámetros de rigidez:

$$K_z = 6200.83 \times 1.50 \times 1.50 = 13,951.87 \text{ Tn/m}.$$

$$K_x = K_y = 4340.58 \times 1.50 \times 1.50 = 9766.31 \text{ Tn/m}.$$

$$K_{\varphi x} = K_{\varphi y} = 12,401.66 \times \frac{1.50 \times 1.50^3}{12} = 5231.90 \text{ Tn/m}^3.$$

$$\begin{aligned} K_{\psi z} &= C_{\psi} \times I_{\psi} = C_{\psi} (I_{\varphi x} + I_{\varphi y}) \\ &= 6200.83 \times \left(\frac{1.50 \times 1.50^3}{12} + \frac{1.50 \times 1.50^3}{12} \right) = 5231.90 \text{ Tn/m}^3 \end{aligned}$$

Finalmente, debido a la aparición de la vibración rotacional en el eje vertical, por ello se calcula el momento de inercia de la masa de la zapata que será aplicada en el centroide de dicha zapata.

Para:

a,b : Secciones de la zapata en el plano.

c : Espesor y/o altura de la zapata.

$$M_t = M_x = M_y = M_z = \frac{\gamma \times a \times b \times c}{g} = \frac{2.4 \times 1.50 \times 1.50 \times 0.60}{9.81}$$

Por lo tanto: $M_t = M_x = M_y = M_z = 0.330 T.s^2$.

$$M_{\varphi x} = M_t \times \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_t \times (b^2 + c^2)}{12}$$

$$= 0.330 \times \left(\frac{0.60}{2}\right)^2 + \frac{0.330 \times (1.50^2 + 0.60^2)}{12} = 0.10 T.s^2.$$

$$M_{\varphi y} = M_t \times \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_t \times (a^2 + c^2)}{12}$$

$$= 0.330 \times \left(\frac{0.60}{2}\right)^2 + \frac{0.330 \times (1.50^2 + 0.60^2)}{12} = 0.10 T.s^2.$$

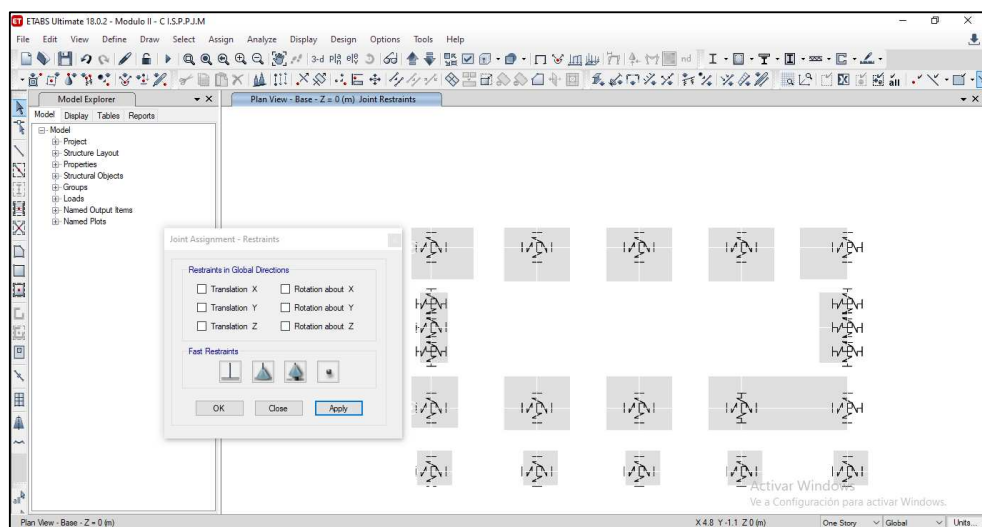
$$M_{\psi z} = \frac{M_t \times (a^2 + b^2)}{12}$$

$$= \frac{0.330 \times (1.50^2 + 1.50^2)}{12} = 0.12 T.s^2.$$

Para ejecutar el análisis sísmico dinámico de ISE, por el método de Norma rusa SNIP, se realizó:

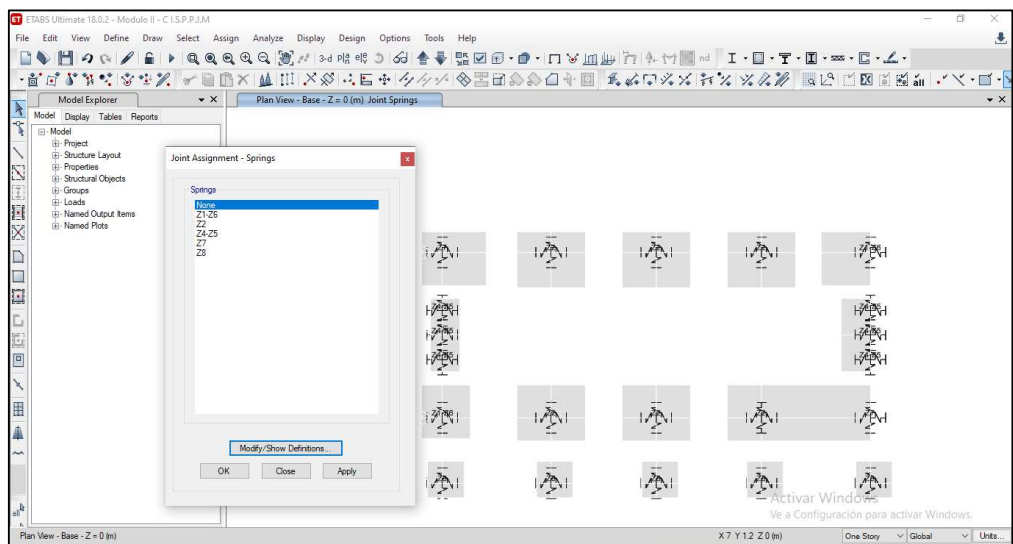
Utilizando el modelo dinámico elástico sin ISE, se prosiguió con la asignación de masas y parámetros de rigidez en cada centroide de las zapatas; cabe recalcar que para este modelo dinámico se consideró todos los GDL, tal como se muestra:

Figura 35: Asignación de todos los grados de libertad para este modelo Norma Rusa SNIP.



Fuente: Elaboración propia

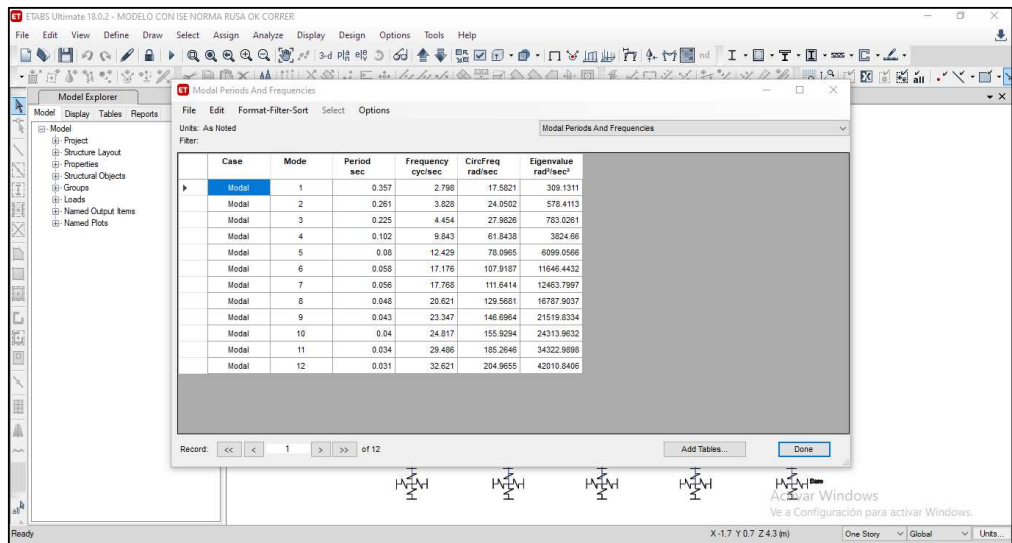
Figura 36: Asignación de masas y coeficientes de rigidez en los centroides de las zapatas.



Fuente: Elaboración propia

3.4.3.5.1. Periodos fundamentales de vibración

Figura 37: Periodos fundamentales de vibración para los ejes X e Y – Modulo II-C Modelo Norma Rusa SNIP.



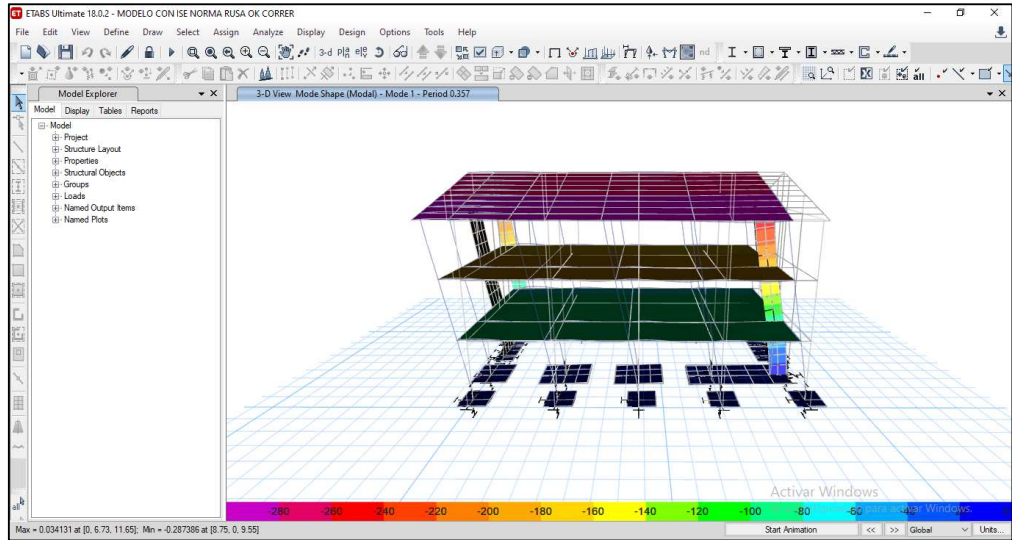
Fuente: Elaboración propia

Tabla 15: Modos de vibración

TABLE: Modal Periods And Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.357	2.798	17.5821	309.1311
Modal	2	0.261	3.828	24.0502	578.4113
Modal	3	0.225	4.454	27.9826	783.0261
Modal	4	0.102	9.843	61.8438	3824.66
Modal	5	0.08	12.429	78.0965	6099.0566
Modal	6	0.058	17.176	107.9187	11646.4432
Modal	7	0.056	17.768	111.6414	12463.7997
Modal	8	0.048	20.621	129.5681	16787.9037
Modal	9	0.043	23.347	146.6964	21519.8334
Modal	10	0.04	24.817	155.9294	24313.9632
Modal	11	0.034	29.486	185.2646	34322.9898
Modal	12	0.031	32.621	204.9655	42010.8406

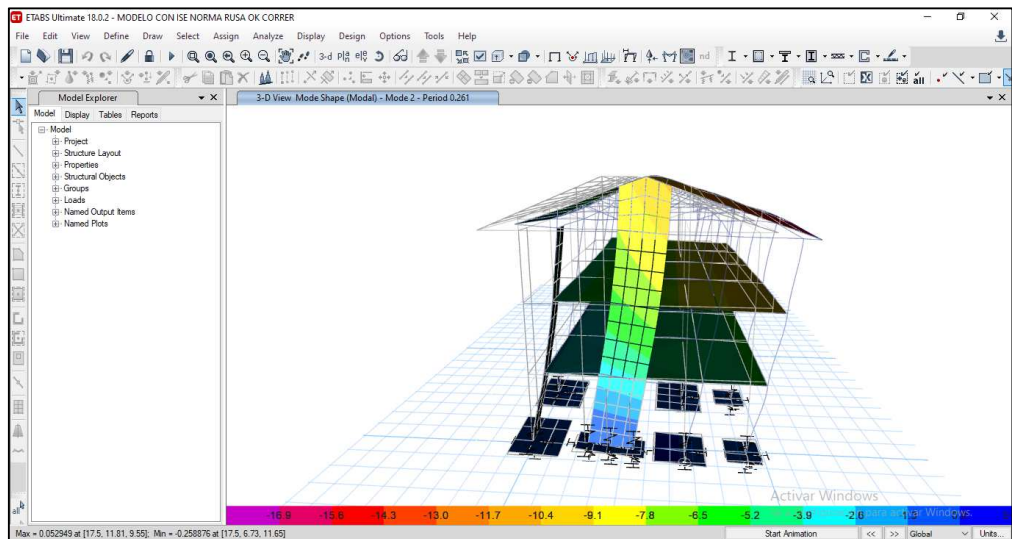
Fuente: Elaboración propia

Figura 38: Modo de vibración N°01 alrededor del eje X - Modulo II
 – C – Modelo Norma Rusa SNIP.



Fuente: Elaboración propia

Figura 39: Modo de vibración N°01 alrededor del eje Y - Modulo II
 – C – Modelo Norma Rusa SNIP.



Fuente: Elaboración propia

3.4.3.5.2. Distorsiones de entrepiso

Tabla 16: Derivas de entrepiso para el eje X - Modulo II – C –
Modelo Norma Rusa SNIP.

TABLE: Story Drifts					
Story	Output Case	Direction	Drift	0.75R	Deriva X
Nivel 4°	EX(Des)	X	0.000511	5.25	0.0027
Nivel 3°	EX(Des)	X	0.00121	5.25	0.0064
Nivel 2°	EX(Des)	X	0.001293	5.25	0.0068
Nivel 1°	EX(Des)	X	0.001041	5.25	0.0055

Fuente: Elaboración propia

Tabla 17: Derivas de entrepiso para el eje Y - Modulo II – C –
Modelo Norma Rusa SNIP.

TABLE: Story Drifts					
Story	Output Case	Direction	Drift	0.75R	Deriva Y
Nivel 4°	EY(Des)	Y	0.000261	4.5	0.0012
Nivel 3°	EY(Des)	Y	0.000679	4.5	0.0031
Nivel 2°	EY(Des)	Y	0.000662	4.5	0.0030
Nivel 1°	EY(Des)	Y	0.000804	4.5	0.0036

Fuente: Elaboración propia

3.4.3.5.3. Esfuerzos máximos en columnas y muros estructurales

3.4.3.5.3.1. Esfuerzos máximos en columnas debido a las combinaciones de carga

Tabla 18: Esfuerzos máximos en columnas - Modulo II – C –
Modelo Norma Rusa SNIP.

TABLE: Element Forces - Columns - ISE Norma Rusa SNIP			
P	Vmax	T	Mmax
tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
67.5585	5.9283	0.3182	15.5595

Fuente: Elaboración propia

3.4.3.5.3.2. Esfuerzos máximos en muros estructurales debido

Tabla 19: Esfuerzos máximos en muros estructurales - Modulo II –
C – Modelo Norma Rusa SNIP.

a las combinaciones de carga

TABLE: Pier Forces			
P	V2	T	M3
Ton-f	Ton-f	tonf-m	tonf-m
67.1554	23.9118	0.4793	61.3217

Fuente: Elaboración propia

Tabla 20: Coeficientes de rigidez para el módulo II – C para los modelos de D.D. Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP.

MODULO II - C		COEFICIENTES DE RIGIDEZ					
		K_x	K_y	K_z	$K_{\varphi x}$	$K_{\varphi y}$	$K_{\psi z}$
		Tn/m	Tn/m	Tn/m	Tn/m3	Tn/m3	Tn/m3
Z-1 y Z-6	Barkan	45,895.56	45,895.56	58,095.66	39,541.35	31,468.48	-
	Norma Rusa	15,407.96	15,407.96	22,011.35	17,755.83	14,674.24	16,215.03
Z-4 y Z-5	Barkan	47,447.39	47,447.39	60,059.99	90,089.96	10,090.08	-
	Norma Rusa	13,406.40	13,406.40	19,152.00	28,728.00	4,596.48	16,662.24
Z-2	Barkan	30,120.33	30,120.33	38,127.05	22,434.45	38,681.85	-
	Norma Rusa	20,200.28	20,200.28	28,857.58	25,442.76	37,707.23	31,575.00
Z-7	Barkan	70,851.06	70,851.06	89,684.93	56,670.13	88,307.56	-
	Norma Rusa	34,988.70	34,988.70	49,983.90	44,069.10	285,095.50	164,582.30
Z-8	Barkan	29,401.09	29,401.09	37,216.55	12,053.09	12,053.09	-
	Norma Rusa	9,766.31	9,766.31	13,951.87	5,231.90	5,231.90	5,231.90

Fuente: Elaboración propia

Tabla 21: Masas de zapatas para el módulo II – C correspondiente a los modelos de Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP.

MODULO II - C	MASAS DE LAS ZAPATAS					
	M_x	M_y	M_z	$M_{\phi x}$	$M_{\phi y}$	$M_{\psi z}$
	Tn/m	Tn/m	Tn/m	Tn/m3	Tn/m3	Tn/m3
Z-1 y Z-6	0.65	0.65	0.65	0.34	0.29	0.48
Z-4 y Z-5	0.53	0.53	0.53	0.46	0.13	0.46
Z-2	0.95	0.95	0.95	0.53	0.73	1.03
Z-7	0.86	0.86	0.86	0.45	0.61	0.85
Z-8	0.33	0.33	0.33	0.10	0.10	0.12

Fuente: Elaboración propia

3.5. MODULO II – A PROCESAMIENTO DE DATOS.

3.5.1. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO ESPECTRAL SEGÚN LA NORMA E.030-2018

3.5.1.1. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO ESPECTRAL SEGÚN NORMA E.030-2018:

Cálculo de excentricidad accidental

$$e_x = 0.05 \times 8.50 = 0.425 \text{ m.}$$

$$e_y = 0.05 \times 5.10 = 0.255 \text{ m.}$$

Cálculo de masas a nivel de entrepisos.

Piso N° 3:

$$M_t = \frac{P}{g} = \frac{59.37}{9.81} = 6.05 \text{ Tn.s}^2/\text{m.}$$

$$M_r = \frac{M_t (Lx^2 + Ly^2)}{12} = \frac{6.05 \times (8.50^2 + 5.10^2)}{12} = 49.54 \text{ Tn.s}^2.\text{m}$$

Piso N° 2:

$$M_t = \frac{P}{g} = \frac{74.24}{9.81} = 7.56 \text{ Tn.s}^2/\text{m.}$$

$$M_r = \frac{M_t (Lx^2 + Ly^2)}{12} = \frac{7.56 \times (8.50^2 + 5.10^2)}{12} = 61.90 \text{ Tn.s}^2.\text{m}$$

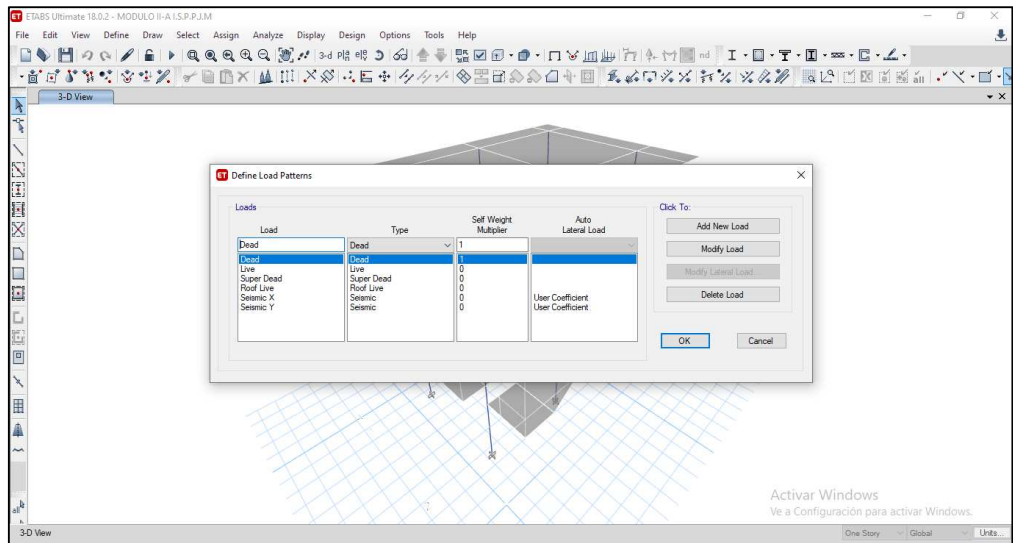
Piso N° 1:

$$M_t = \frac{P}{g} = \frac{68.88}{9.81} = 7.02 \text{ Tn.s}^2/\text{m.}$$

$$M_r = \frac{M_t (Lx^2 + Ly^2)}{12} = \frac{7.02 \times (8.50^2 + 5.10^2)}{12} = 57.48 \text{ Tn.s}^2.\text{m}$$

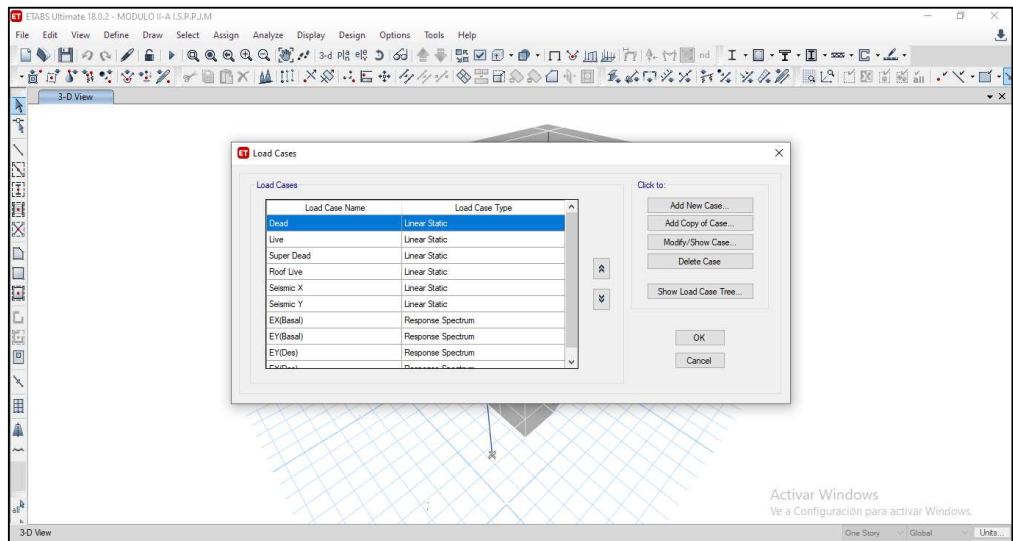
Para realizar el análisis sísmico dinámico se prosigue con las estipulaciones de la Norma E.030, las cuales:

Figura 40: Definición de los patrones de carga – Modulo II - A.



Fuente: Elaboración propia

Figura 41: Definición de los casos de carga – Modulo II - C.



Fuente: Elaboración propia

Figura 42: Parámetros considerados para el análisis sísmico en la dirección X – Modulo II - A.

Load Case Data

General

Load Case Name: EX(Basal) [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (Masa)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	EXX	10.6893

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

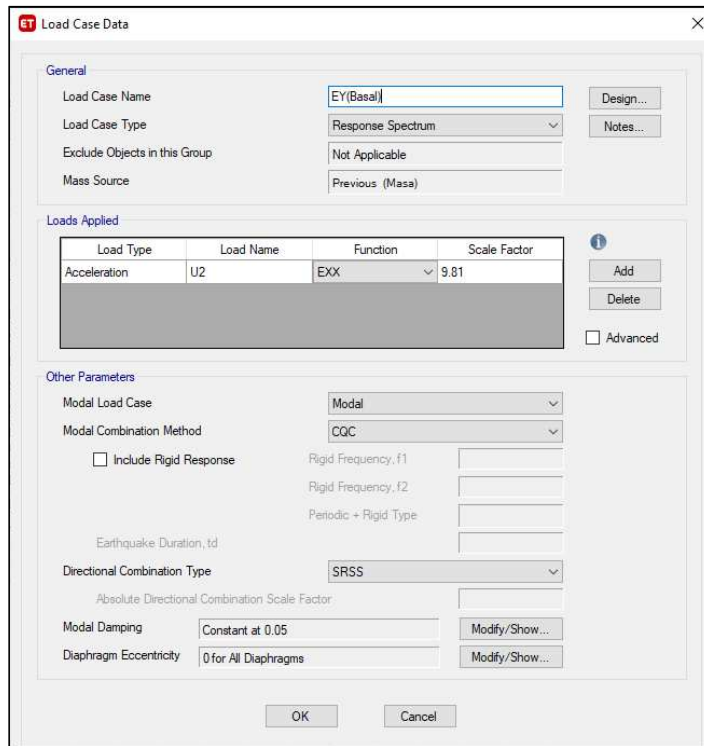
Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

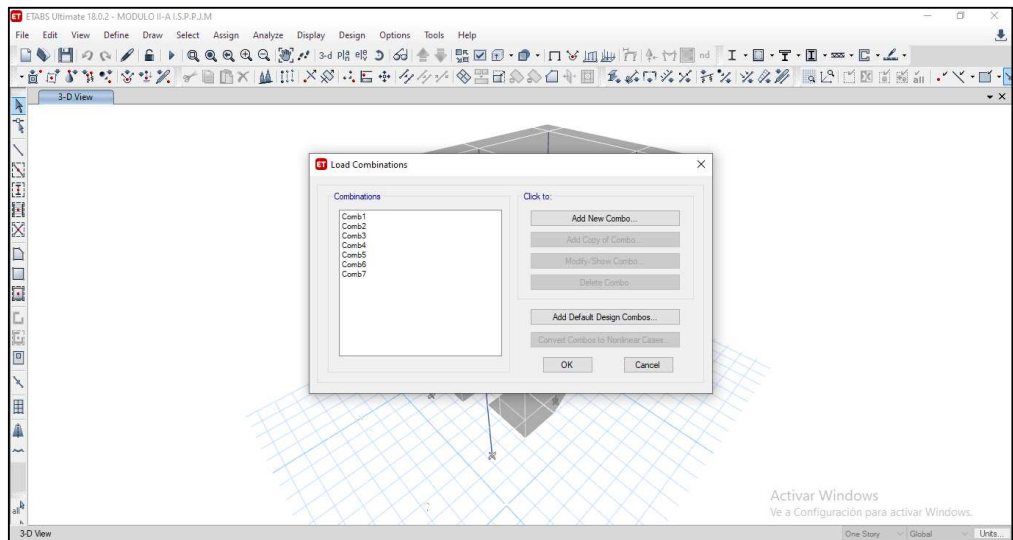
Fuente: Elaboración propia

Figura 43: Parámetros considerados para el análisis sísmico en la dirección Y – Modulo II - A.



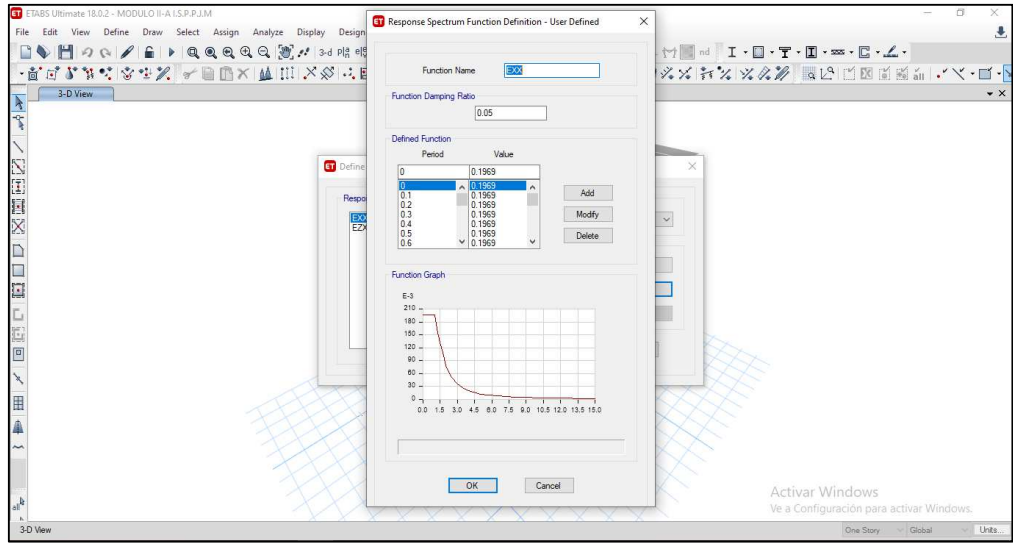
Fuente: Elaboración propia

Figura 44: Definición de las combinaciones de carga según el R.N.E. – E.060 – Modulo II - C.



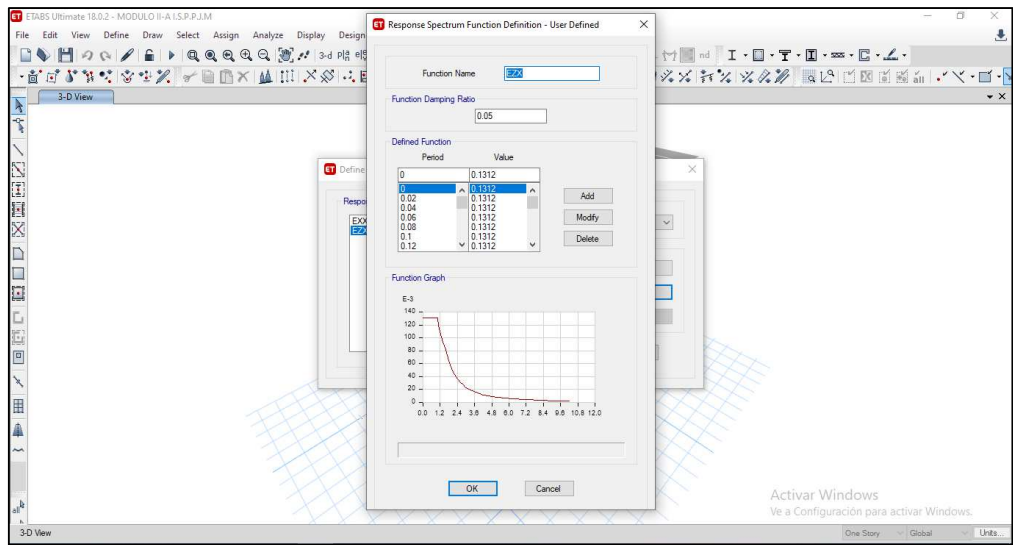
Fuente: Elaboración propia

Figura 45: Definición del espectro de diseño para el eje X - Modulo II - A.



Fuente: Elaboración propia

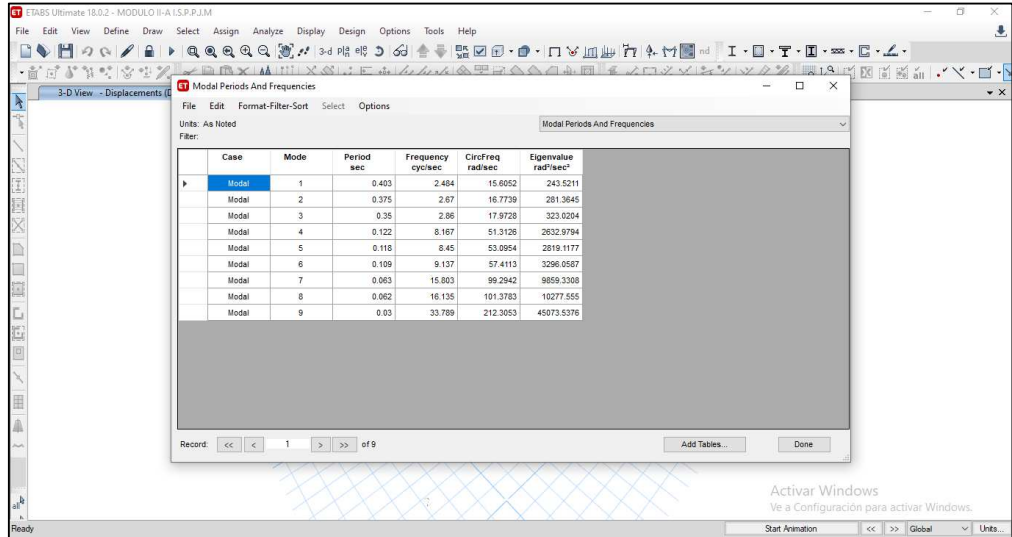
Figura 46: Definición del espectro de diseño para el eje Y - Modulo II - A.



Fuente: Elaboración propia

3.5.1.1.1. Periodos fundamentales de vibración

Figura 47: Periodos fundamentales de vibración para los ejes X e Y - Modulo II - A.



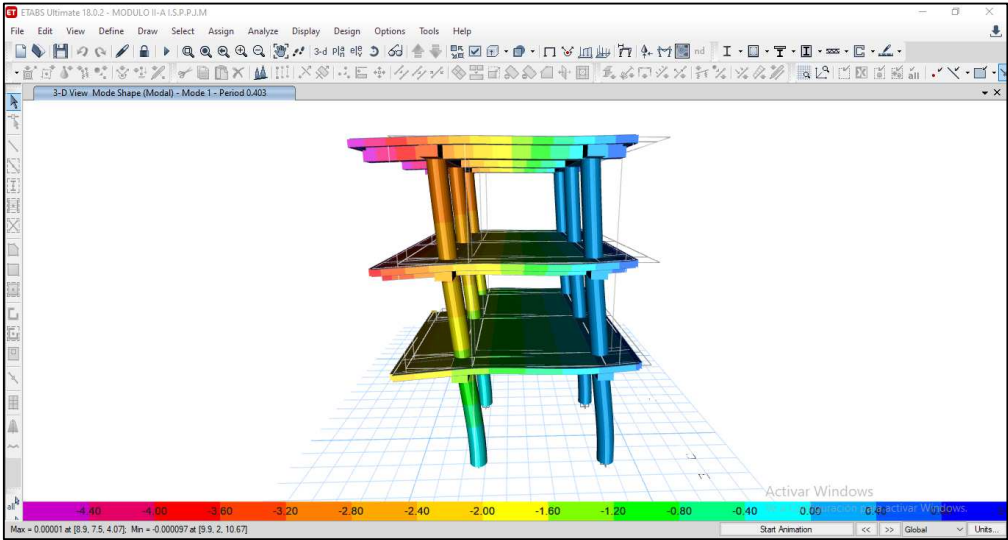
Fuente: Elaboración propia

Tabla 22: Modos de vibración

TABLE: Modal Periods And Frequencies		
Case	Mode	Period
		sec
Modal	1	0.403
Modal	2	0.375
Modal	3	0.35
Modal	4	0.122
Modal	5	0.118
Modal	6	0.109
Modal	7	0.063
Modal	8	0.062
Modal	9	0.03

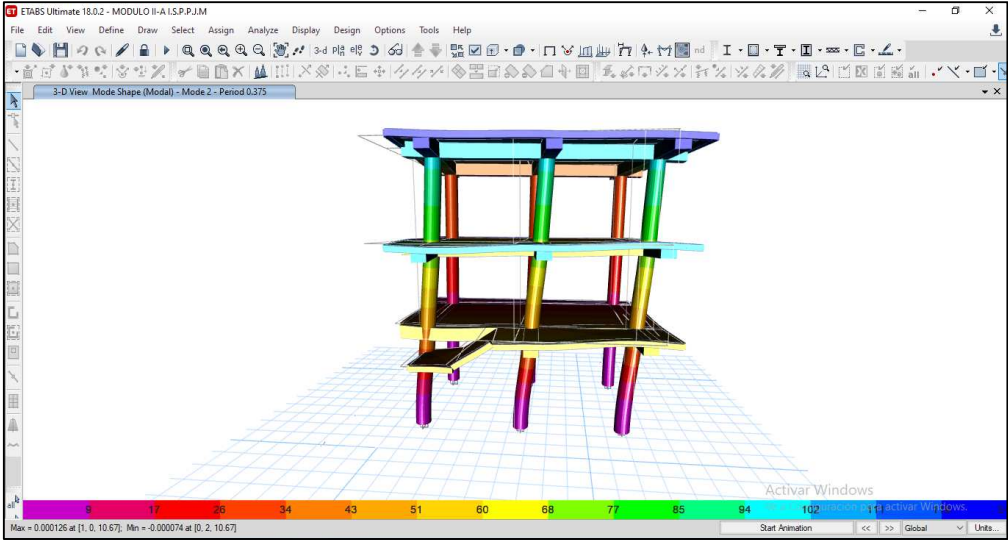
Fuente: Elaboración propia

Figura 48: Modo de vibración N°01 alrededor del eje X - Modulo II - A.



Fuente: Elaboración propia

Figura 49: Modo de vibración N°01 alrededor del eje Y - Modulo II - A.



Fuente: Elaboración propia

3.5.1.1.2. Distorsiones de entrepiso

Tabla 23: Derivas de entrepiso para el eje X - Modulo II - A.

TABLE: Story Drifts					
Story	Output Case	Direction	Drift	0.75R	Deriva X
Nivel 3	EX(Des)	X	0.000587	4.5	0.0026
Nivel 2°	EX(Des)	X	0.000931	4.5	0.0042
Nivel 1°	EX(Des)	X	0.000875	4.5	0.0039

Fuente: Elaboración propia

Tabla 24: Derivas de entrepiso para el eje X - Modulo II - A.

TABLE: Story Drifts					
Story	Output Case	Direction	Drift	0.75R	Deriva Y
Nivel 3	EY(Des)	Y	0.000736	4.5	0.0033
Nivel 2°	EY(Des)	Y	0.001126	4.5	0.0051
Nivel 1°	EY(Des)	Y	0.001037	4.5	0.0047

Fuente: Elaboración propia

3.5.1.1.3. Esfuerzos máximos en columnas

3.5.1.1.3.1. Esfuerzos máximos en columnas debido a las combinaciones de carga

Tabla 25: Esfuerzos máximos en columnas - Modulo II - A.

Segun E.030 "Diseño Sismorresistente"			
P	Vmax	T	Mmax
tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
17.0786	10.4112	1.8172	22.6523

Fuente: Elaboración propia

3.5.2. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO MEDIANTE EL MODELO DINÁMICO D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV.

Características del Conglomerado:

- Tipo de Suelo: Suelo blando (S_3), compuesto por Arcilla Inorgánica con presencia de Arenas y Gravas.
- Coeficiente. $C_0 = 0.80 \text{ Kg/cm}^3$. (Según tabla N° 01 y las características del terreno de fundación).
- Coeficiente. $\rho_0 = 0.20 \text{ Kg/cm}^2$. (Según tabla N°01 y las características del terreno de fundación).

3.5.2.1. Cálculo de parámetros de rigidez para zapatas de columna rectangular: Z-1 (a = 2.40 m, b = 2.40 m)

De acuerdo a la tabla N° 01, se asume $C_0 = 0.8 \text{ Kg/cm}^3$ y luego calculamos el valor de la presión estática del conglomerado “ ρ ” para la zapata Z-1:

$$\rho = \frac{59,370 + 74,240 + 68,880}{6 \times 240 \times 240} = 0.59 \text{ Kg/cm}^2.$$

Usando la fórmula 2.7 Calculamos D_0 :

$$D_0 = \frac{1 - 0.35}{1 - 0.5 \times 0.35} (0.8) = 0.63 \text{ Kg/cm}^3.$$

Calculo de los parámetros C_z , C_x , C_ϕ por la ecuación 2.6:

$$C_z = 0.8 \times \left[1 + \frac{2 \times (2.4 + 2.4)}{1 \times 2.4 \times 2.4} \right] \sqrt{\frac{0.59}{0.20}} = 3.66 \text{ Kg/cm}^3$$

$$= 3,664.12 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_x = C_y = 0.63 \times \left[1 + \frac{2 \times (2.4 + 2.4)}{1 \times 2.4 \times 2.4} \right] \sqrt{\frac{0.59}{0.20}} = 2.89 \text{ Kg/cm}^3$$

$$= 2,885.50 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_{\phi x} = C_{\phi y} = 0.8 \times \left[1 + \frac{2 \times (2.4 + 3 \times 2.4)}{1 \times 2.4 \times 2.4} \right] \sqrt{\frac{0.48}{0.2}} = 5.95 \text{ Kg/cm}^3$$

$$= 5,954.20 \text{ Tn/m}^3.$$

Finalmente, mediante la ecuación 2.4 con calculados los parámetros de rigidez K_z , K_x , K_ϕ :

$$k_z = 3,664.12 \times 2.40 \times 2.40 = 21,105.33 \text{ Tn/m}.$$

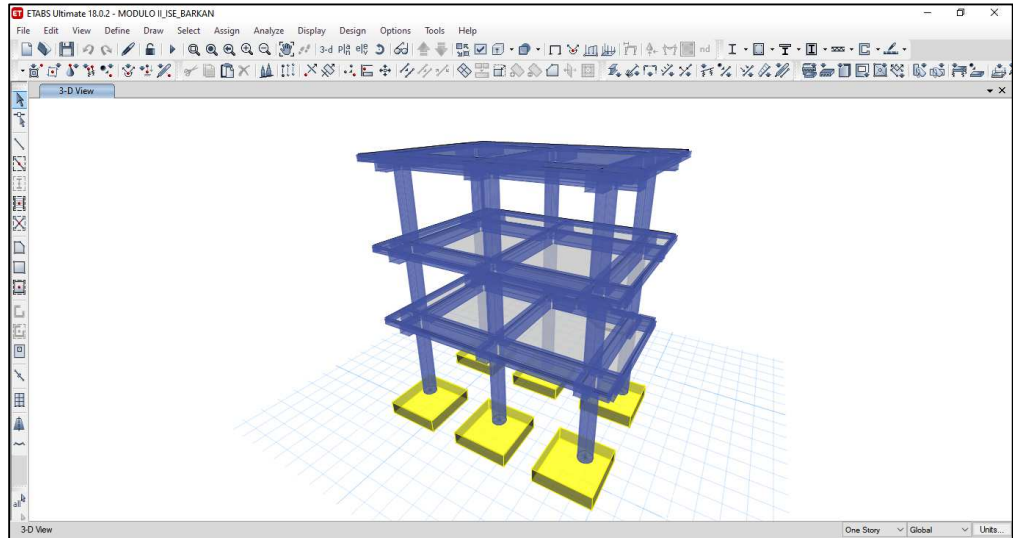
$$k_x = k_y = 2,885.50 \times 2.40 \times 2.40 = 16,620.48 \text{ Tn/m}.$$

$$k_\phi = 5,954.20 \times \frac{2.4 \times 2.40^3}{12} = 16,462.17 \text{ Tn.m}$$

Por el modelo de Barkan Savinov, se realizó:

Usando el mismo metodo matemático se prosiguió con el modelo de ISE, en base a los planos estructurales correspondientes se dibujaron las zapatas aisladas para cada elemento estructural.

Figura 50: Disposición de las zapatas aisladas del Módulo II – A.



Fuente: Elaboración propia

Para estas zapatas se consideró elementos del tipo Shell, fue asignado un material infinitamente rígido con las siguientes especificaciones:

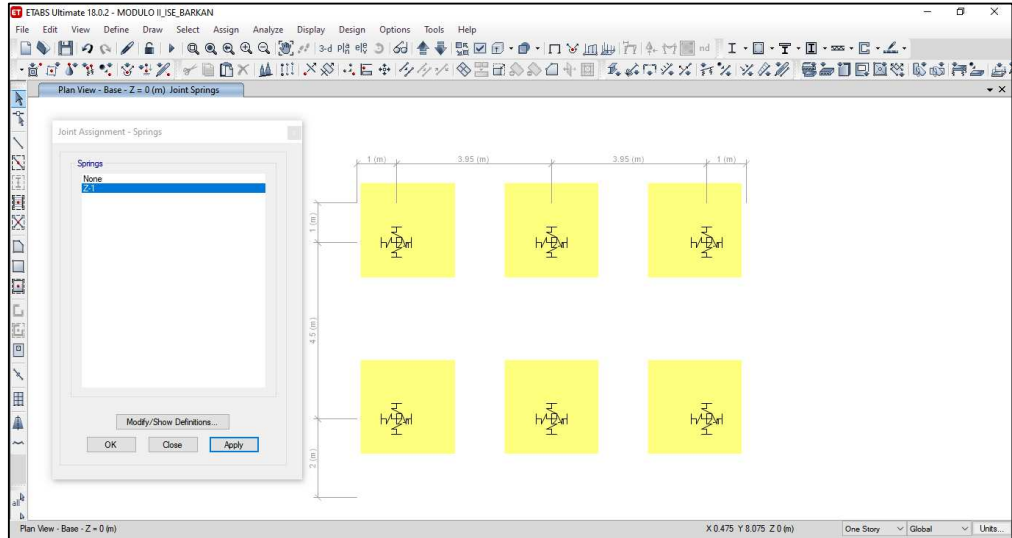
Figura 51: Propiedades del material para zapatas.

Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	INF. RIGIDO	
	Material Type	Other	
	Directional Symmetry Type	Isotropic	
	Material Display Color		
	Material Notes		
Material Weight and Mass	Weight per Unit Volume	2.4	tonf/m ³
	Mass per Unit Volume	0.244732	tonf-s ³ /m ⁴
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	900000000	tonf/m ²
	Poisson's Ratio, U	0.05	
	Coefficient of Thermal Expansion, A	0.000099	1/C
	Shear Modulus, G	428571428.57	tonf/m ²
Design Property Data	Modify/Show Material Property Design Data...		
Advanced Material Property Data	Nonlinear Material Data...		
	Material Damping Properties...		
	Time Dependent Properties...		

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente se asignaron las masas en las zapatas y los parámetros de rigidez como se muestran a continuación:

Figura 52: Asignación de masas y coeficientes de rigidez en los centroides de las zapatas.



Fuente: Elaboración propia

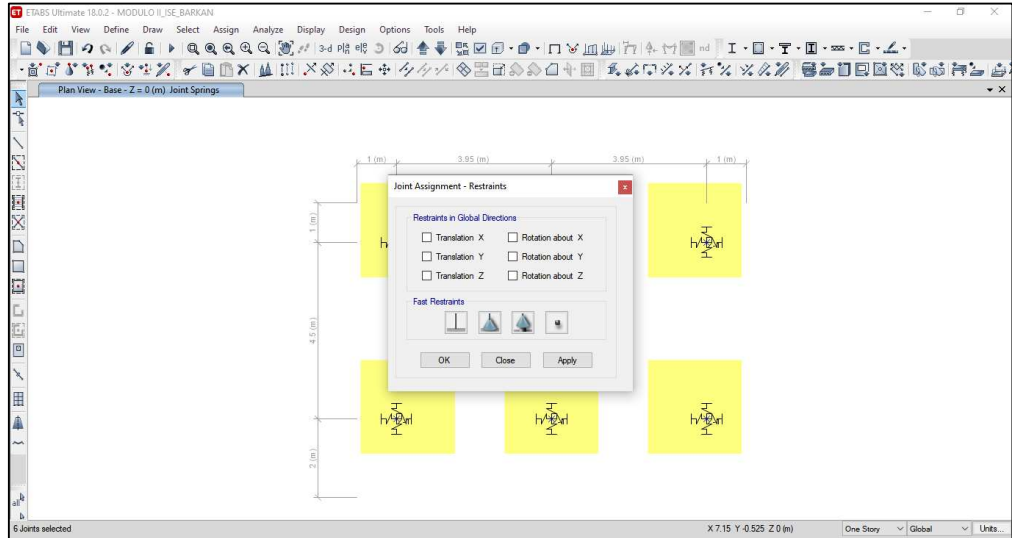
Figura 53: El grado de libertad denominado rotación alrededor del eje Z no fue contemplado para el modelo de D.D. Barkan Savinov

Link Property	Axial Direction	Axis 2 Angle
---------------	-----------------	--------------

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente se seleccionó cada centroide de la zapata y se realizó la restricción de la rotación alrededor del eje Z, debido a que este modelo dinámico de Barkan Savinov no contempla dicho grado de libertad.

Figura 54: Restricción del grado de libertad de rotación alrededor del eje Z.



Fuente: Elaboración propia

3.5.2.2. Periodos fundamentales de vibración

Figura 55: Periodos fundamentales de vibración para los ejes X e Y – Modulo II-A Modelo D.D Barkan Savinov

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad/sec ²
Modal	1	0.502	1.992	12.5187	156.7176
Modal	2	0.451	2.217	13.9312	194.0776
Modal	3	0.406	2.461	15.4615	239.0573
Modal	4	0.139	7.17	45.0513	2029.6164
Modal	5	0.131	7.638	47.9902	2303.0569
Modal	6	0.111	9.019	56.6686	3211.3268
Modal	7	0.069	14.596	91.712	8411.0897
Modal	8	0.064	15.627	98.1853	9640.3478
Modal	9	0.06	16.55	103.9842	10812.7226

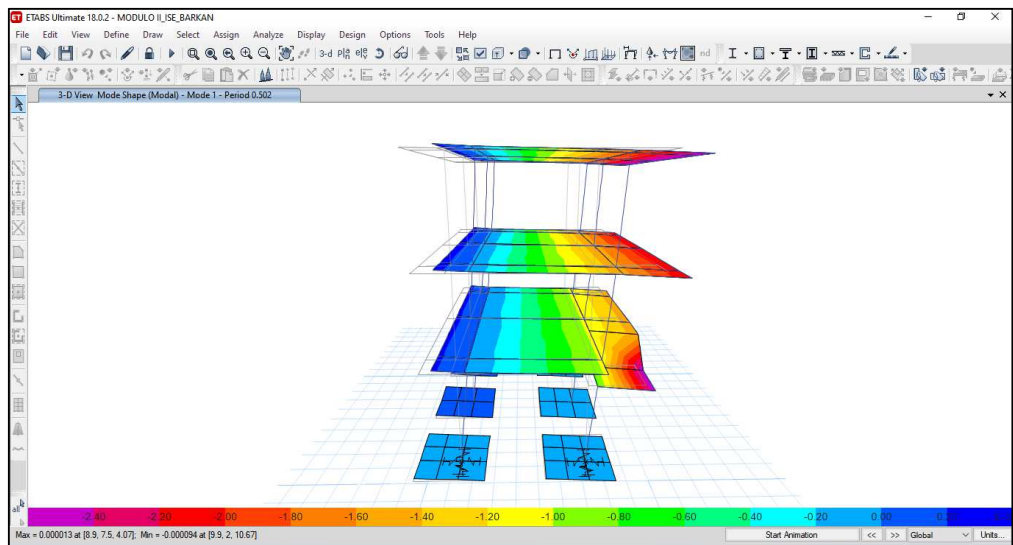
Fuente: Elaboración propia

Tabla 26: Modos de vibración

TABLE: Modal Periods And Frequencies		
Case	Mode	Period
Modal	1	0.502
Modal	2	0.451
Modal	3	0.406
Modal	4	0.139
Modal	5	0.131
Modal	6	0.111
Modal	7	0.069
Modal	8	0.064
Modal	9	0.06

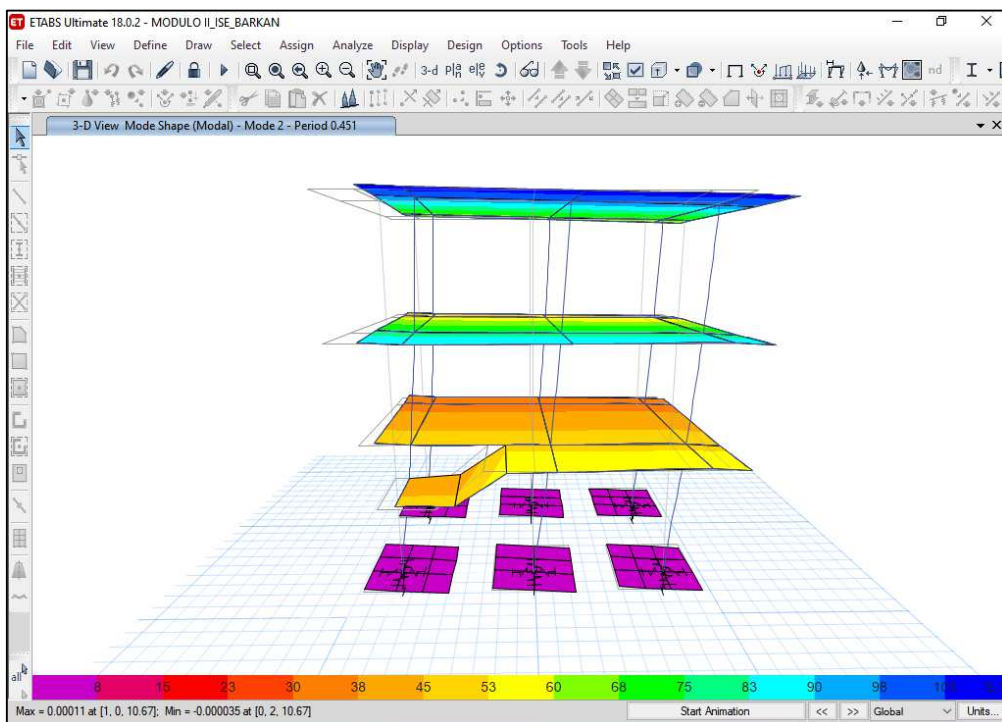
Fuente: Elaboración propia

Figura 56: Modo de vibración N°01 alrededor del eje X - Modulo II
- A - Modelo D.D Barkan Savinov



Fuente: Elaboración propia

Figura 57: Modo de vibración N°01 alrededor del eje Y - Modulo II
 – A – Modelo D.D Barkan Savinov



Fuente: Elaboración propia

3.5.2.2.1. Distorsiones de entrepiso

Tabla 27: Derivas de entrepiso para el eje X - Modulo II – A –
 Modelo D.D Barkan Savinov

TABLE: Story Drifts					
Story	Output Case	Direction	Drift	0.75R	Deriva X
Nivel 3	EX(Des)	X	0.000814	4.5	0.00366
Nivel 2°	EX(Des)	X	0.001246	4.5	0.00561
Nivel 1°	EX(Des)	X	0.001546	4.5	0.00696

Fuente: Elaboración propia

Tabla 28: Derivas de entrepiso para el eje Y - Modulo II – A –
 Modelo D.D Barkan Savinov

TABLE: Story Drifts					
Story	Output Case	Direction	Drift	0.75R	Deriva Y
Nivel 3	EY(Des)	Y	0.001092	4.5	0.0049
Nivel 2°	EY(Des)	Y	0.001538	4.5	0.0069
Nivel 1°	EY(Des)	Y	0.001742	4.5	0.0078

Fuente: Elaboración propia

3.5.2.2. Esfuerzos máximos en columnas

3.5.2.2.1. Esfuerzos máximos en columnas debido a las combinaciones de carga

Tabla 29: Esfuerzos máximos en columnas - Modulo II – C –
Modelo D.D Barkan Savinov

Segun D.D. Barkan Savinov			
P	Vmax	T	Mmax
tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
16.3454	8.5541	1.5146	15.5523

Fuente: Elaboración propia

3.5.3. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO MEDIANTE EL MODELO DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA SEGÚN NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87.

Propiedades del Conglomerado:

- Características del Suelo: Suelo blando (S_3), compuesto por Arcilla Inorgánica con presencia de Arenas y Gravas.
- Módulo de elasticidad del suelo: $E_s = 13.30$ MPa
- Coeficiente Empírico del Suelo: $b_0 = 1.5$ asumido para arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados y arenas, según el apéndice A.

3.5.3.1. Cálculo de parámetros de rigidez para zapatas de columna rectangular: z-1 (a = 2.40 m, b = 2.40 m)

El parámetro de compresión elástica uniforme se calcula por la ecuación 2.9:

$$C_z = 1.5 \times 1330 \times \left(1 + \sqrt{\frac{10}{2.40 \times 2.40}}\right) = 4623.64 \text{ Tn/m}^3.$$

Entonces por la ecuación 2.10 se determinan los parámetros de desplazamiento elástico uniforme, compresión elástica no uniforme y desplazamiento elástico no uniforme:

$$C_x = C_y = 0.7 \times 4623.64 = 3236.55 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_{\varphi x} = C_{\varphi y} = 2 \times 4623.64 = 9247.28 \text{ Tn/m}^3.$$

$$C_{\psi z} = 4623.64 \text{ Tn/m}^3.$$

Luego, aplicando la ecuación 2.8 se determinan los parámetros de rigidez:

$$K_z = 4623.64 \times 2.40 \times 2.40 = 26,632.17 \text{ Tn/m}.$$

$$K_x = K_y = 3236.55 \times 2.40 \times 2.40 = 18,642.53 \text{ Tn/m}.$$

$$K_{\varphi x} = 9247.28 \times \frac{2.40 \times 2.40^3}{12} = 25,566.88 \text{ Tn/m}^3.$$

$$K_{\varphi y} = 9247.28 \times \frac{2.40 \times 2.40^3}{12} = 25,566.88 \text{ Tn/m}^3.$$

$$K_{\psi z} = C_{\psi} \times I_{\psi} = C_{\psi} (I_{\varphi x} + I_{\varphi y})$$

$$= 4623.64 \times \left(\frac{2.40 \times 2.40^3}{12} + \frac{2.40 \times 2.40^3}{12} \right) = 25,566.88 \text{ Tn/m}^3$$

Finalmente, debido a la aparición de la vibración rotacional en el eje vertical, por ello se calcula el momento de inercia de la masa de la zapata que será aplicada en el centroide de dicha zapata.

Para:

a,b : Secciones de la zapata en el plano.

c : Espesor y/o altura de la zapata.

$$M_t = M_x = M_y = M_z = \frac{\gamma \times a \times b \times c}{g} = \frac{2.4 \times 2.40 \times 2.40 \times 0.60}{9.81}$$

$$\text{Por lo tanto: } M_t = M_x = M_y = M_z = 0.85 \text{ T.s}^2 \cdot \text{m}$$

$$M_{\varphi x} = M_t \times \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_t \times (b^2 + c^2)}{12}$$

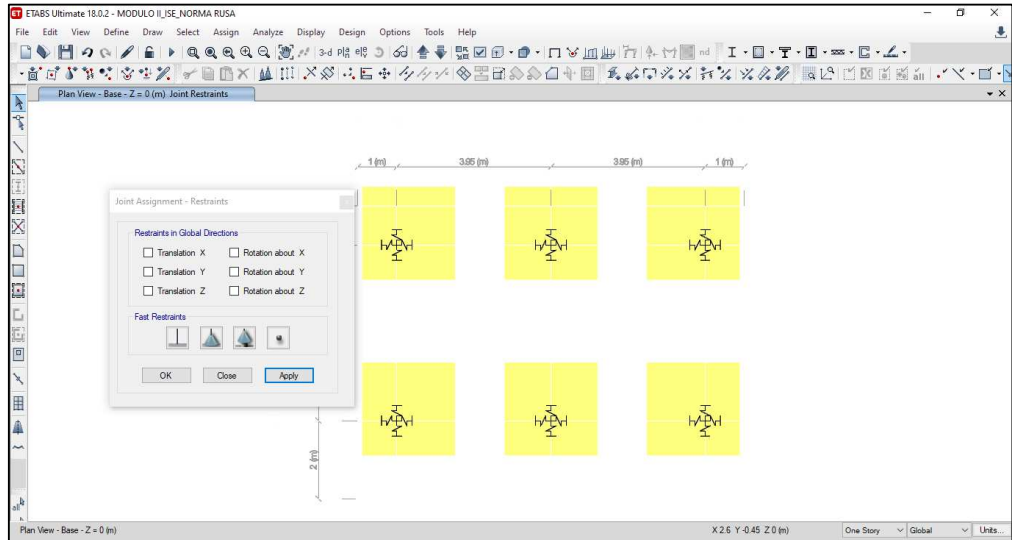
$$= 0.85 \times \left(\frac{0.60}{2}\right)^2 + \frac{0.85 \times (2.40^2 + 0.60^2)}{12} = 0.51 \text{ T.s}^2 \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned}
M_{\varphi y} &= M_t \times \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_t \times (a^2 + c^2)}{12} \\
&= 0.85 \times \left(\frac{0.60}{2}\right)^2 + \frac{0.85 \times (2.40^2 + 0.60^2)}{12} = 0.51 \text{ T.s}^2 \cdot \text{m} \\
M_{\psi z} &= \frac{M_t \times (a^2 + b^2)}{12} \\
&= \frac{0.85 \times (2.40^2 + 2.40^2)}{12} = 0.816 \text{ T.s}^2.
\end{aligned}$$

Para ejecutar el análisis sísmico dinámico de ISE, por el método de Norma rusa SNIP, se realizó:

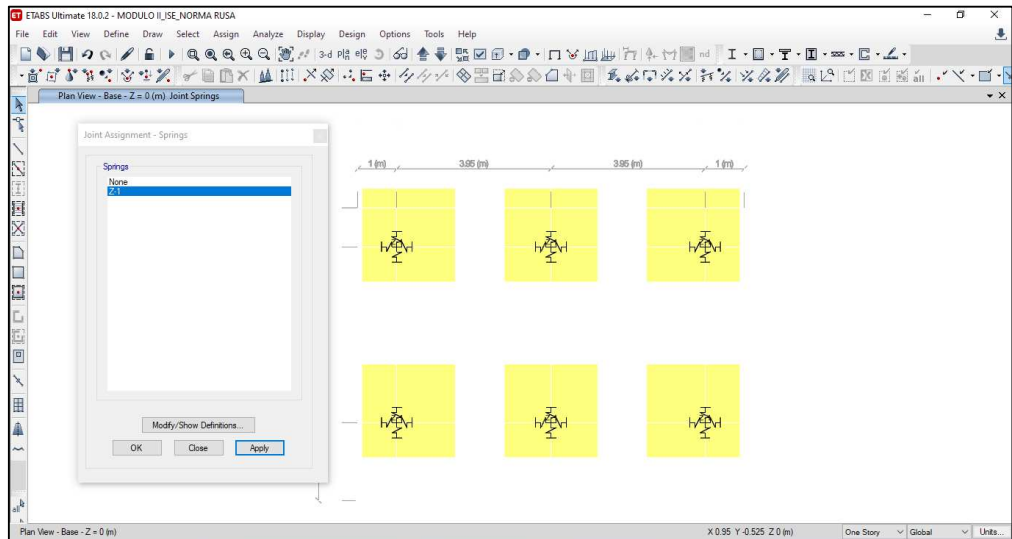
Utilizando el modelo lineal matemático correspondiente al análisis dinámico espectral sin ISE, se prosiguió con la asignación de masas y coeficientes de rigidez en cada centroide de las zapatas; cabe recalcar que para este modelo dinámico se consideró los desplazamientos y rotaciones posibles (GDL), como se evidencia:

Figura 58: No se asignaron grados de libertad en los centroides de las zapatas para este modelo de Norma Rusa SNIP.



Fuente: Elaboración propia

Figura 59: Asignación de masas y coeficientes de rigidez en los centroides de las zapatas.



Fuente: Elaboración propia

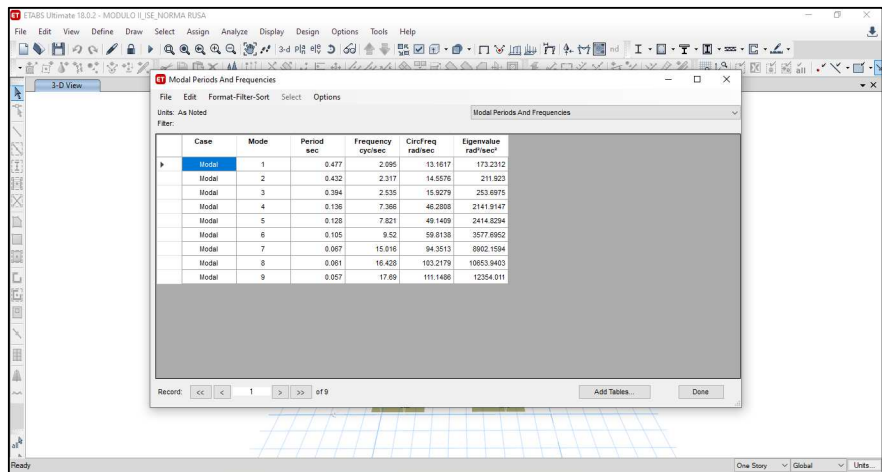
Figura 60: Fueron asignados las masas con todos los grados de libertad para el modelo de Norma Rusa SNIP

Link Property	Axial Direction	Axis 2 Angle
---------------	-----------------	--------------

Fuente: Elaboración propia

3.5.3.1.1. Periodos fundamentales de vibración

Figura 61: Periodos fundamentales de vibración para los ejes X e Y – Modulo II-A Modelo Norma Rusa SNIP



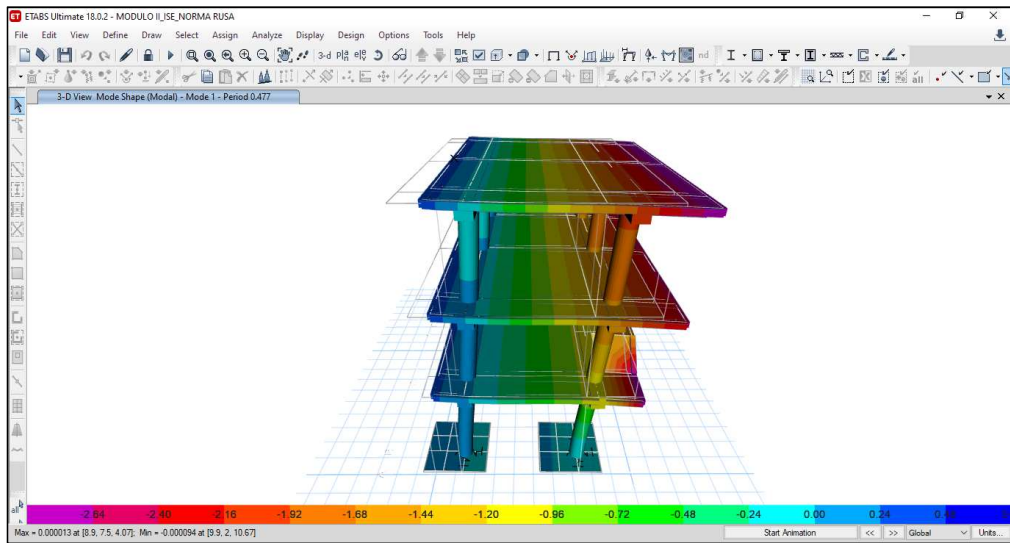
Fuente: Elaboración propia

Tabla 30: Modos de vibración

TABLE: Modal Periods And Frequencies		
Case	Mode	Period
		sec
Modal	1	0.477
Modal	2	0.432
Modal	3	0.394
Modal	4	0.136
Modal	5	0.128
Modal	6	0.105
Modal	7	0.067
Modal	8	0.061
Modal	9	0.057

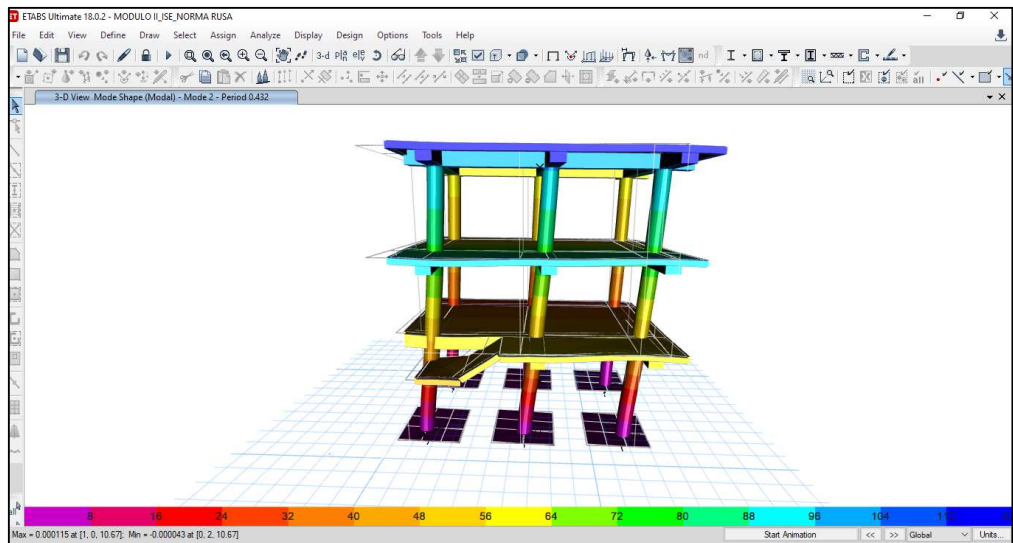
Fuente: Elaboración propia

Figura 62: Modo de vibración N°01 alrededor del eje X - Modulo II
 – A – Modelo Norma Rusa SNIP



Fuente: Elaboración propia

Figura 63: Modo de vibración N°01 alrededor del eje Y - Modulo II
 – A – Modelo Norma Rusa SNIP



Fuente: Elaboración propia

3.5.3.1.2. Distorsiones de entrepiso

Tabla 31: Derivas de entrepiso para el eje X - Modulo II – A –
Modelo norma rusa SNIP

TABLE: Story Drifts					
Story	Output Case	Direction	Drift	0.75R	Deriva X
Nivel 3	EX(Des)	X	0.000767	4.5	0.0035
Nivel 2°	EX(Des)	X	0.001178	4.5	0.0053
Nivel 1°	EX(Des)	X	0.001352	4.5	0.0061

Fuente: Elaboración propia

Tabla 32: Derivas de entrepiso para el eje Y - Modulo II – A –
Modelo norma rusa SNIP

TABLE: Story Drifts					
Story	Output Case	Direction	Drift	0.75R	Deriva Y
Nivel 3	EY(Des)	Y	0.001014	4.5	0.0046
Nivel 2°	EY(Des)	Y	0.001441	4.5	0.0065
Nivel 1°	EY(Des)	Y	0.001533	4.5	0.0069

Fuente: Elaboración propia

3.5.3.1.3. Esfuerzos máximos en columnas

3.5.3.1.3. Esfuerzos máximos en columnas

3.5.3.1.3.1. Esfuerzos máximos en columnas debido a las combinaciones de carga

Tabla 33: Esfuerzos máximos en columnas - Modulo II – C –
Modelo Norma rusa SNIP

Según Norma Rusa SNIP			
P	Vmax	T	Mmax
Ton-f	Ton-f	Tonf-m	Tonf-m
15.9968	9.0792	1.4688	17.4342

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO IV

RESULTADOS

4. PROCESAMIENTO DE DATOS

4.1. PROCESAMIENTO DE DATOS MODULO II – C.

4.1.1. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS

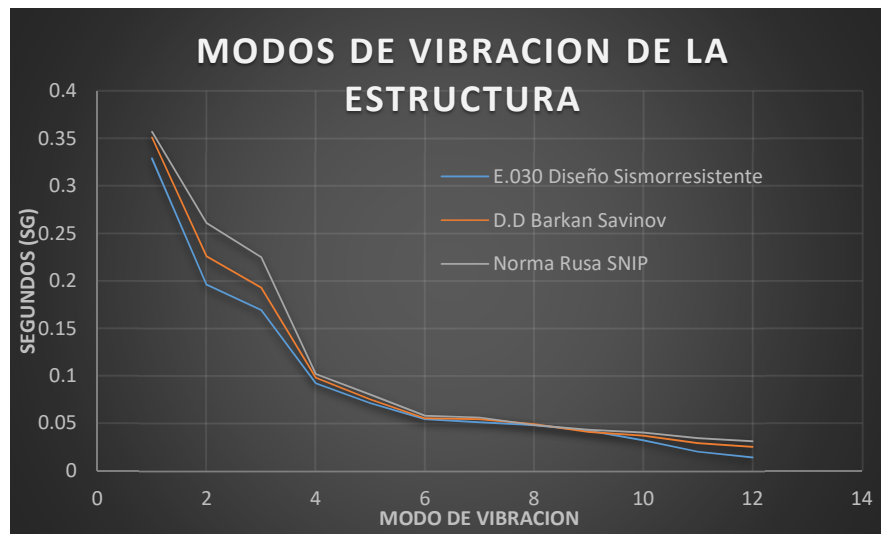
Para la tabla N°34 se muestran los 12 primeros modos de vibrar de la estructura (modulo II- C) tanto para la E.030, el método de Barkan Savinov y el método de Norma rusa SNIP. La figura N°66 evidencia la amplificación de los periodos de vibrar del sistema estructural, evidenciándose mayor amplificación por el modelo de la norma rusa SNIP.

Tabla 34: Comparativa de modos de vibración, según E.030, Barkan y Norma rusa SNIP

TABLE: Modal Direction Factors – E.030		TABLE: Modal Direction Factors – Barkan		TABLE: Modal Direction Factors - ISE N.Rusa	
Mode	Period	Mode	Period	Mode	Period
1	0.329	1	0.351	1	0.357
2	0.196	2	0.226	2	0.261
3	0.169	3	0.193	3	0.225
4	0.092	4	0.098	4	0.102
5	0.071	5	0.075	5	0.08
6	0.054	6	0.055	6	0.058
7	0.051	7	0.054	7	0.056
8	0.048	8	0.049	8	0.048
9	0.042	9	0.041	9	0.043
10	0.032	10	0.037	10	0.04
11	0.02	11	0.029	11	0.034
12	0.014	12	0.025	12	0.031

Fuente: Elaboración propia

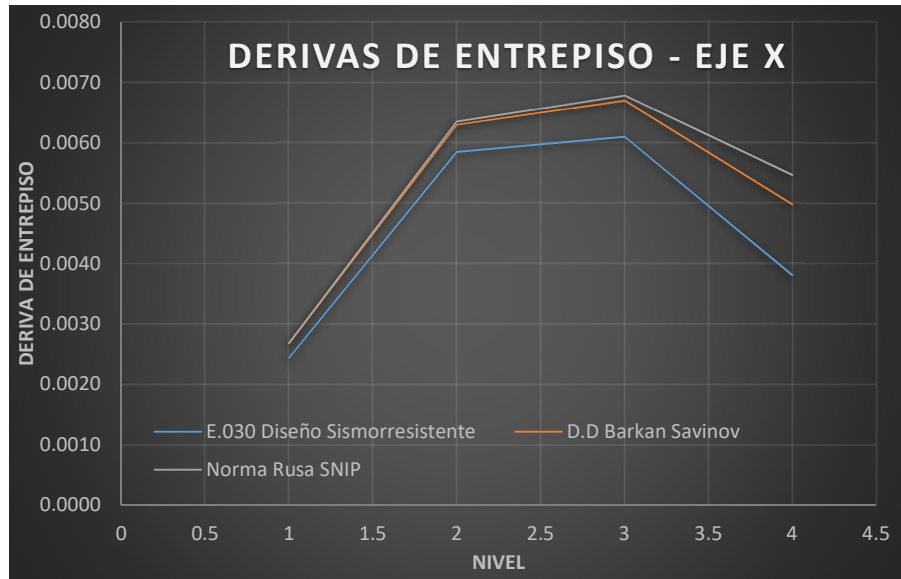
Figura 64: Comparativa de los modos de vibración según E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP



Fuente: Elaboración propia

En la figura N°67 se muestran las distorsiones de entrepiso para el eje X encontrándose la amplificación de dichas derivas mediante los métodos dinámicos Barkan savinov y Norma rusa SNIP en comparación con la E.030. Asimismo, dichas derivas amplificadas no superan las distorsiones mínimas (0.007) establecidas en la E.060.

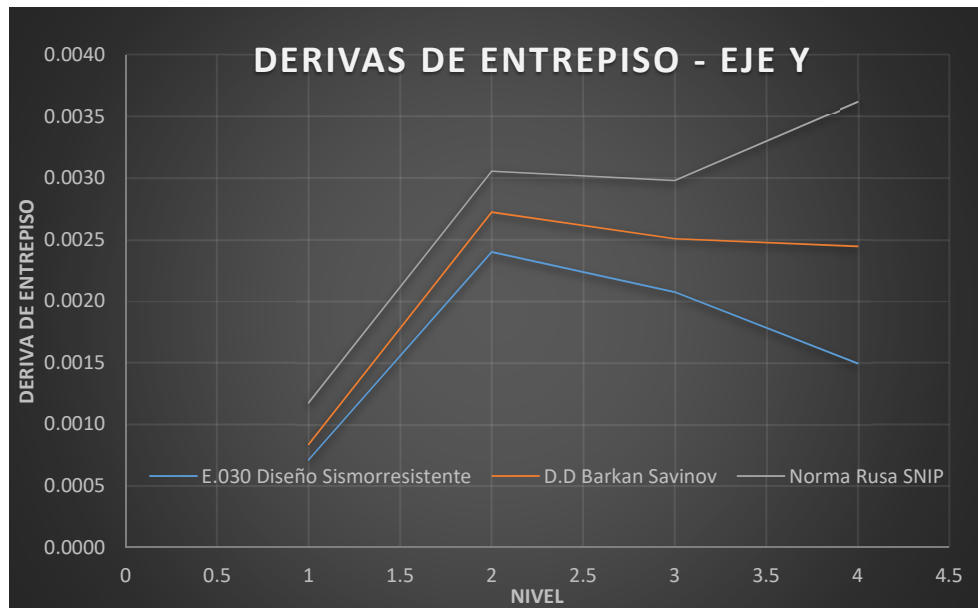
Figura 65: Comparativa de las derivas de entrepiso del eje X según E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP



Fuente: Elaboración propia

En la figura N°68 se muestran las derivas de entrepiso para el eje Y encontrándose la amplificación de dichas derivas mediante los métodos dinámicos Barkan savinov y Norma rusa SNIP en comparación con la E.030. Asimismo, dichas derivas amplificadas no superan las distorsiones mínimas (0.007) establecidas en la E.060.

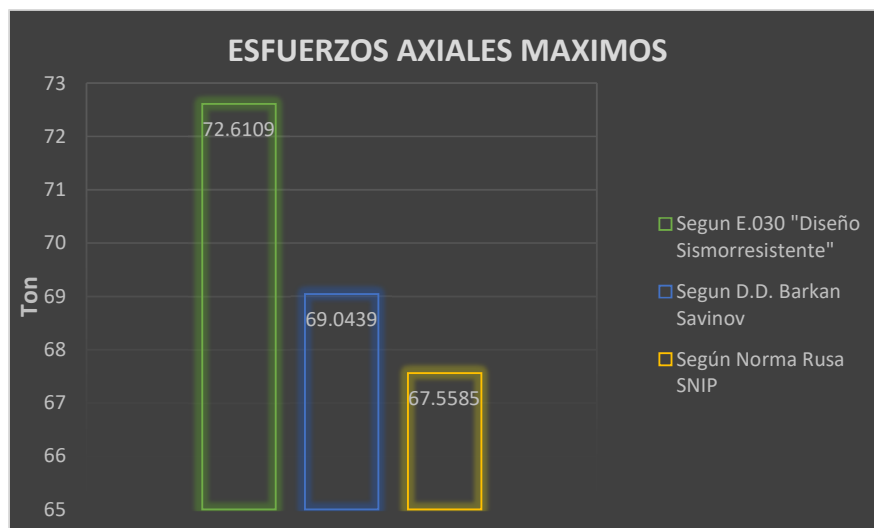
Figura 66: Comparativa de las derivas de entrepiso del eje Y según E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP



Fuente: Elaboración propia

En la figura 69 son detallados los resultados de las fuerzas axiales máximas en columnas evaluadas según la E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP.

Figura 67: Comparativa de los esfuerzos axiales en columnas según E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP



Fuente: Elaboración propia

En la figura 70 se muestra los resultados de los esfuerzos cortantes máximos en columnas evaluadas según la E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP. Nótese la disminución de dichos esfuerzos cortantes considerando los modelos de ISE evidenciando más optimización estructural para el modelo de Norma rusa SNIP.

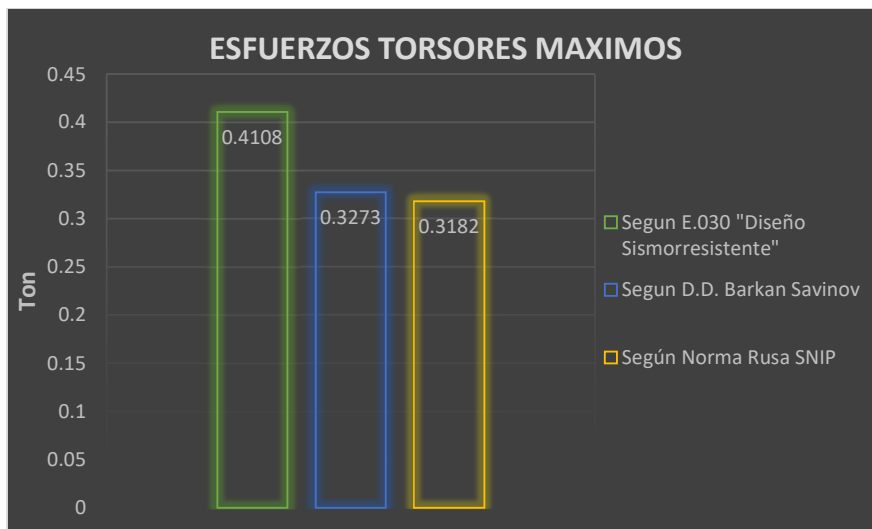
Figura 68: Comparativa de los esfuerzos cortantes en columnas según E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP



Fuente: Elaboración propia

En la figura 71 son mostrados los resultados de los esfuerzos torsores máximos en columnas evaluadas según la E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP. Nótese la disminución de dichos esfuerzos considerando los de ISE.

Figura 69: Comparativa de los esfuerzos torsores en columnas según E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP

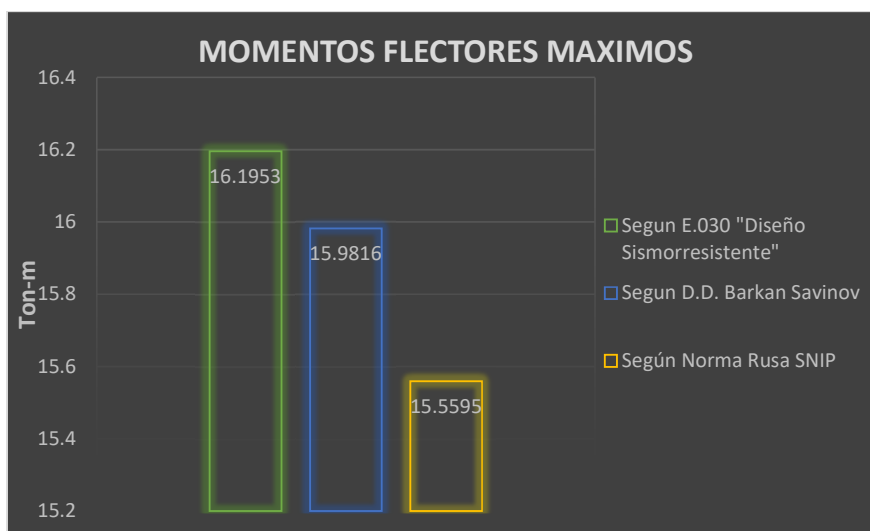


Fuente: Elaboración propia

En la figura 72 se muestra los resultados de los momentos flectores máximos en columnas evaluadas según la E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP. Nótese la disminución de dichos esfuerzos

considerando los modelos de ISE, evidenciándose mayor optimización por el modelo de Norma rusa SNIP.

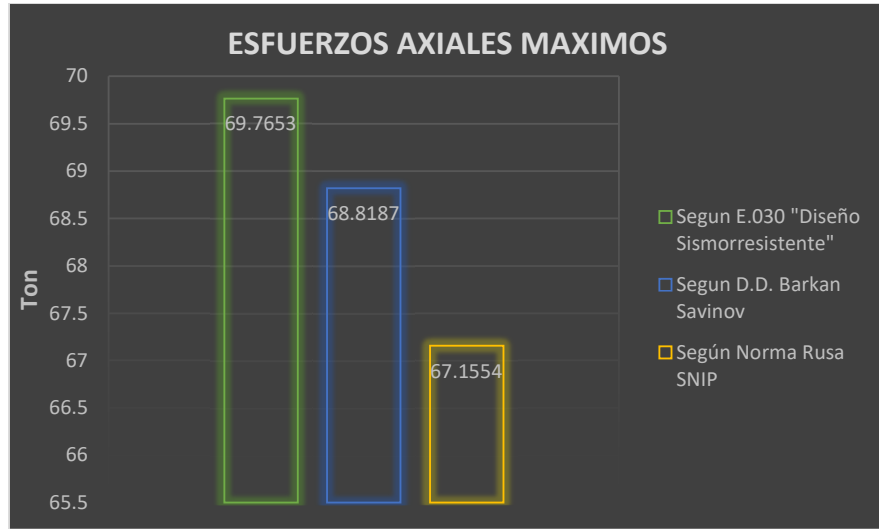
Figura 70: Comparativa de los momentos flectores en columnas según E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP



Fuente: Elaboración propia

En la figura 73 se muestra los resultados de las fuerzas axiales máximas en muros estructurales según la E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP. Nótese la disminución de dichos esfuerzos considerando los modelos de ISE evidenciándose mayor optimización por metodo de Norma rusa SNIP.

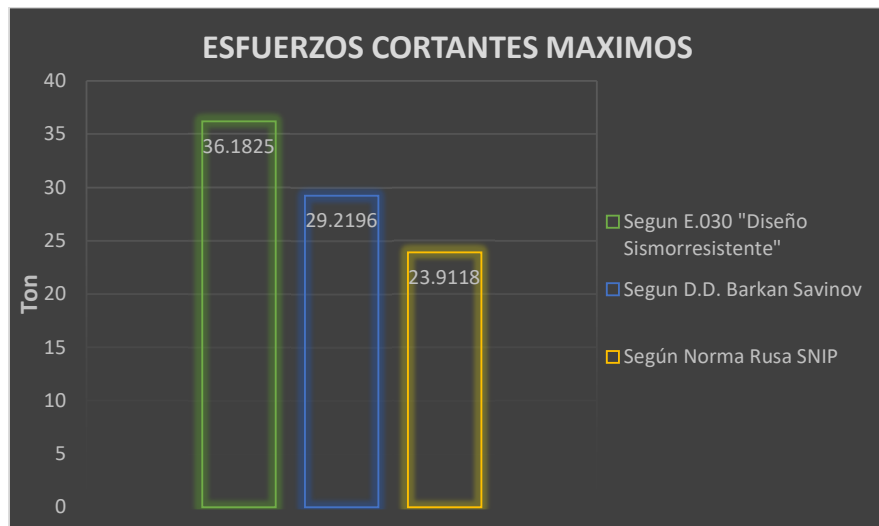
Figura 71: Comparativa de los esfuerzos axiales en muros estructurales según E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP



Fuente: Elaboración propia

En la figura 74 son mostrados los resultados de las fuerzas cortantes máximas en muros estructurales según la E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP. Nótese la disminución de dichos esfuerzos considerando los modelos de ISE evidenciándose mayor optimización para el modelo de Norma rusa SNIP.

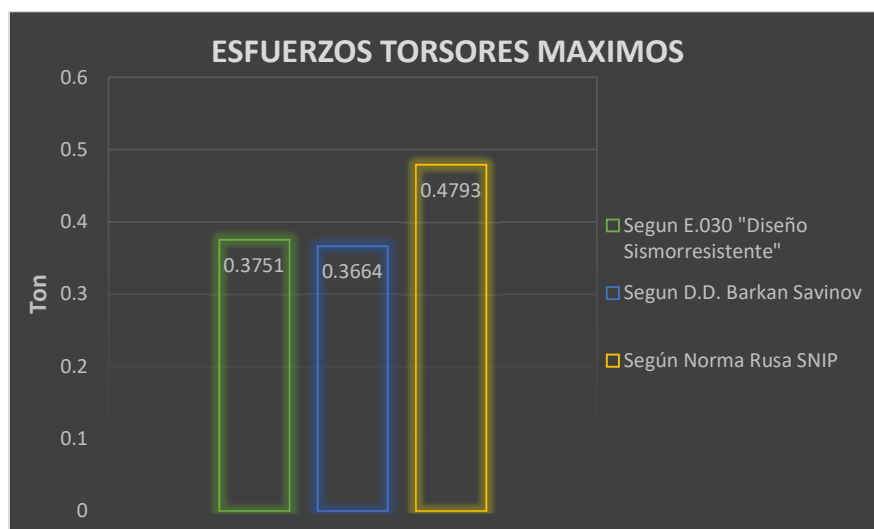
Figura 72: Comparativa de los esfuerzos cortantes en muros estructurales según E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP



Fuente: Elaboración propia

En la figura 75 son mostrados los resultados de las fuerzas cortantes máximas en muros estructurales. Nótese la ligera disminución entre la E.030 y el modelo Barkan Savinov pero el incremento por el modelo de la Norma rusa SNIP.

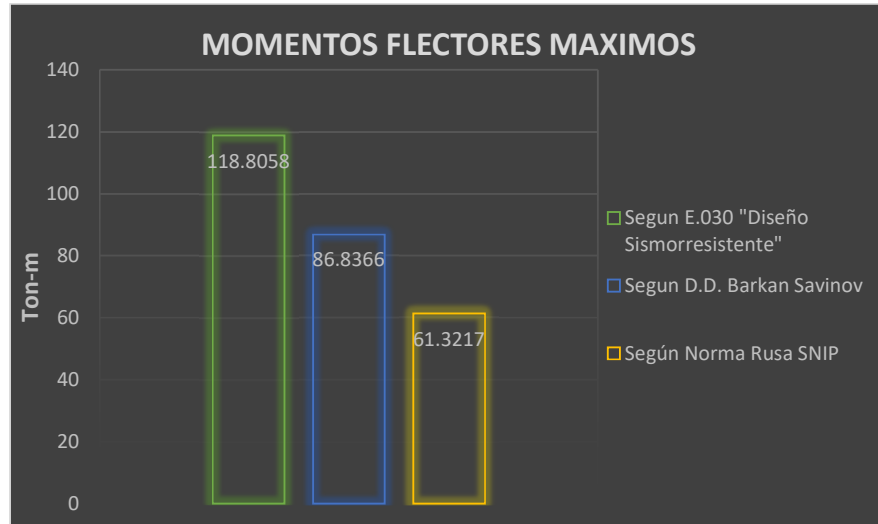
Figura 73: Comparativa de los esfuerzos torsores en muros estructurales según E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP



Fuente: Elaboración propia

En el grafico 76 son evidenciados los resultados de los momentos flectores máximos en muros estructurales evaluadas según la E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP. Nótese la disminución de dichos esfuerzos considerando los métodos de ISE, obteniéndose mayor optimización por el modelo de Norma rusa SNIP.

Figura 74: Comparativa de los momentos flectores en muros estructurales según E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP



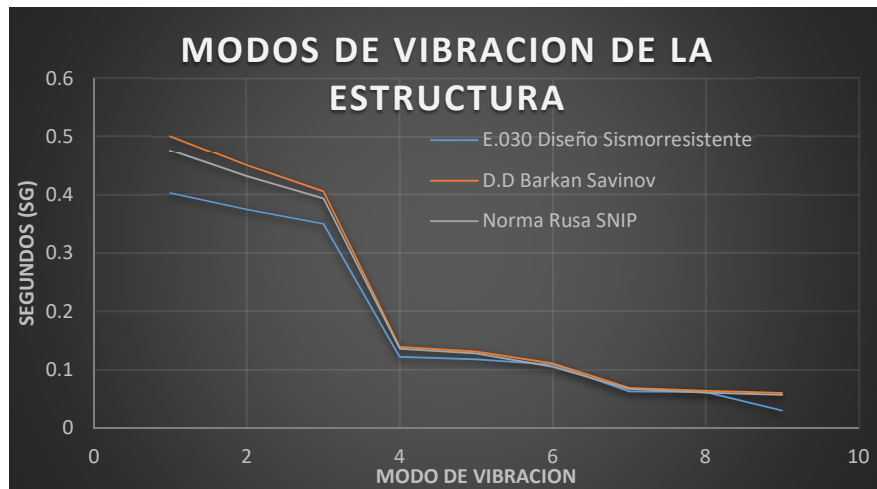
Fuente: Elaboración propia

4.2. PROCESAMIENTO DE DATOS MODULO II-A

4.2.1. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS

La figura N° 77 evidencia la amplificación de los periodos de vibrar de la edificación, evidenciándose mayores modos de vibrar por el modelo de Barkan savinov.

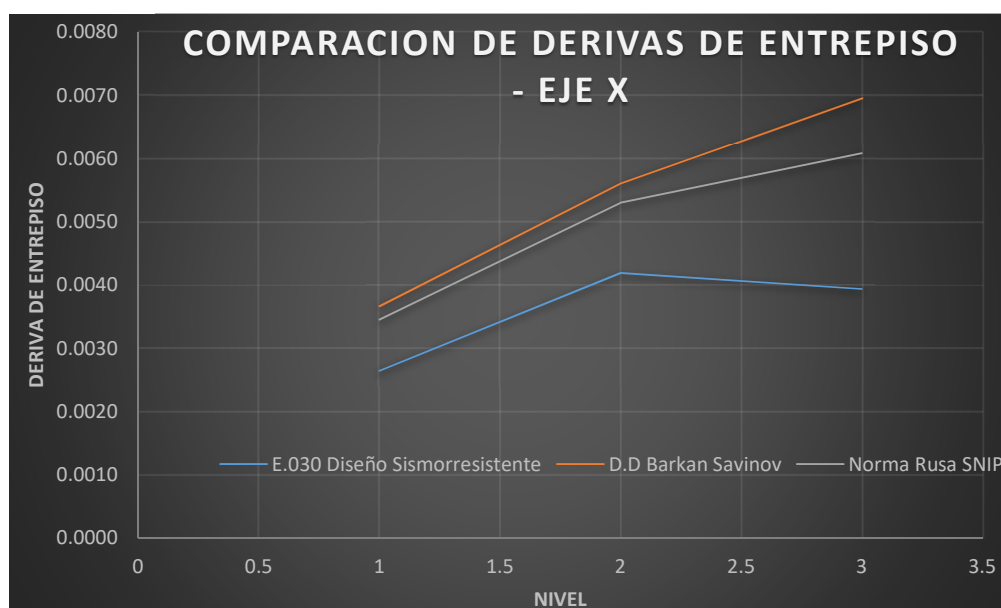
Figura 75: Comparativa de los modos de vibración según E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP



Fuente: Elaboración propia

En la figura N°78 se muestran las distorsiones de entrepiso para el eje X encontrándose la amplificación de dichas derivas mediante los métodos dinámicos Barkan savinov y Norma rusa SNIP en comparación con la E.030. Asimismo, dichas derivas amplificadas alcanzan mas no superan las distorsiones mínimas (0.007) establecidas en la E.060. Encontrándose una vez más que los valores de derivas encontrados por la E.030 es solo referencial ya que al examinar la flexibilidad del conglomerado se amplifican los desplazamientos y por ende se evidencia la necesidad de reforzar o rigidizar este eje para cumplir con las exigencias de nuestras normativas.

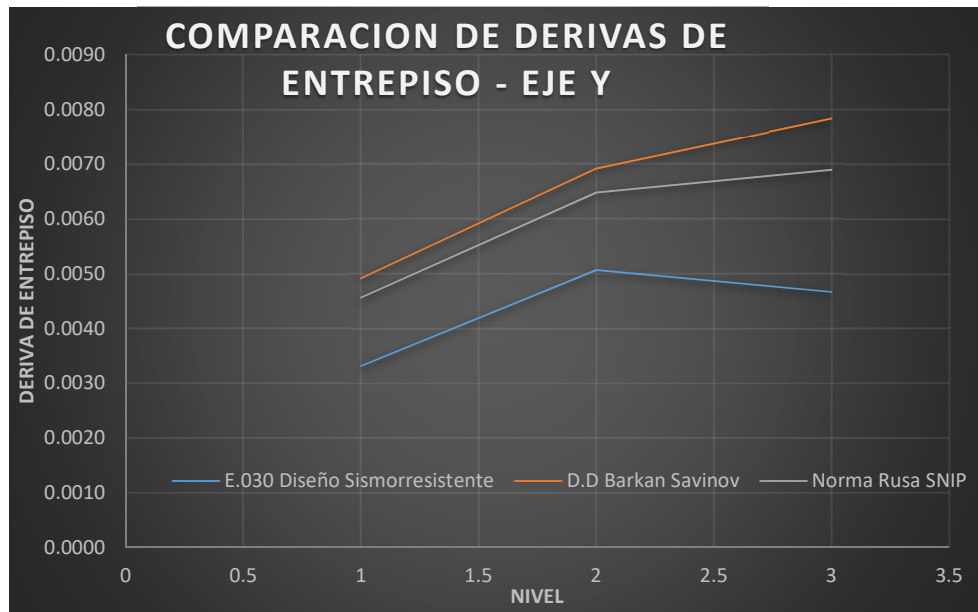
Figura 76: Comparativa de las derivas de entrepiso del eje X según E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP



Fuente: Elaboración propia

En el gráfico N°79 se muestran las distorsiones de entrepiso para el eje Y encontrándose la amplificación de dichas derivas usando los métodos dinámicos Barkan Savinov y Norma rusa SNIP en comparación con la E.030. Nuevamente, dichas derivas amplificadas en el tercer nivel superan las distorsiones mínimas (0.007) establecidas en la E.060. Encontrándose otra vez que los valores de derivas encontrados por la E.030 es solo referencial ya que al asumir la flexibilidad del conglomerado se amplifican los desplazamientos y por ende se evidencia la necesidad de reforzar o rigidizar este eje para cumplir con las exigencias de nuestras normativas.

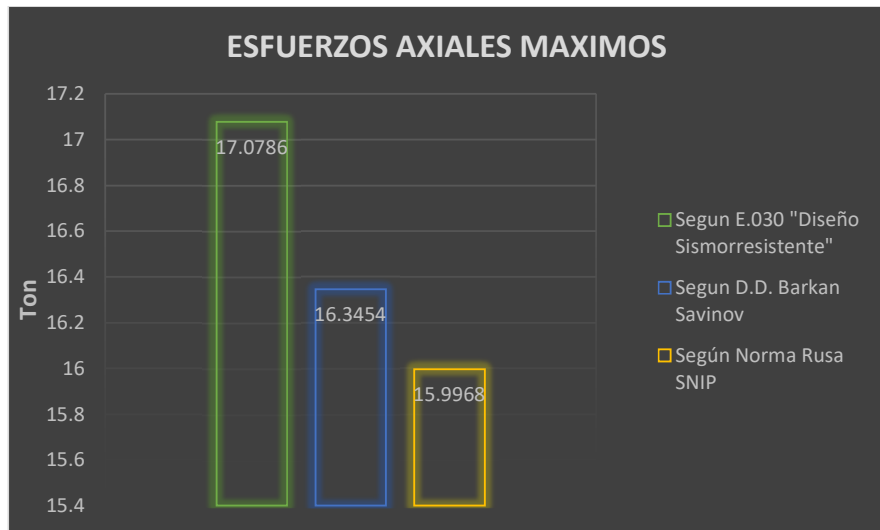
Figura 77: Comparativa de las derivas de entrepiso del eje Y según E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP



Fuente: Elaboración propia

En el grafico 80 son mostrados los efectos de las esfuerzos axiales máximos en columnas evaluadas según la E.030, D.D. Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP. Nótese la disminución de dichos esfuerzos considerando los modelos de ISE.

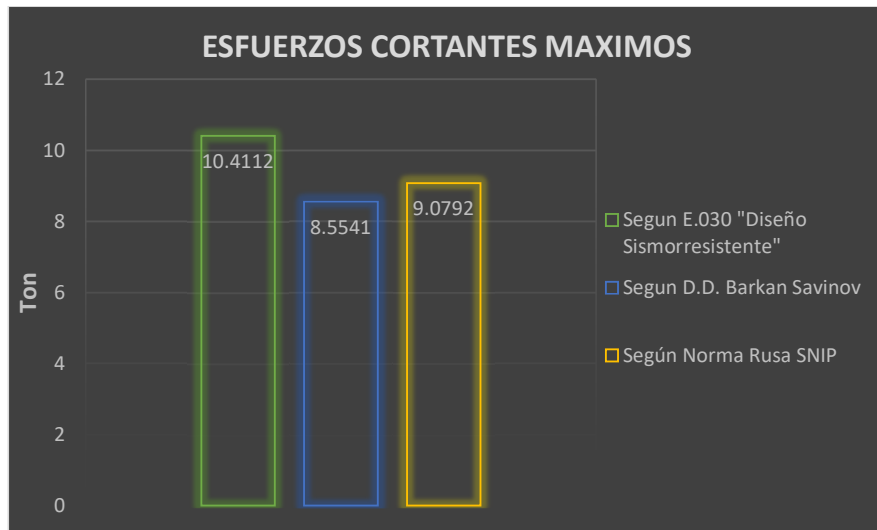
Figura 78: Comparativa de los esfuerzos axiales en columnas según E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP



Fuente: Elaboración propia

En el grafico 81 son mostrados los efectos de las fuerzas cortantes máximas en columnas evaluadas según la E.030, D.D. Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP. Nótese la disminución de dichos esfuerzos cortantes considerando los modelos de ISE según el metodo de D.D. Barkan savinov.

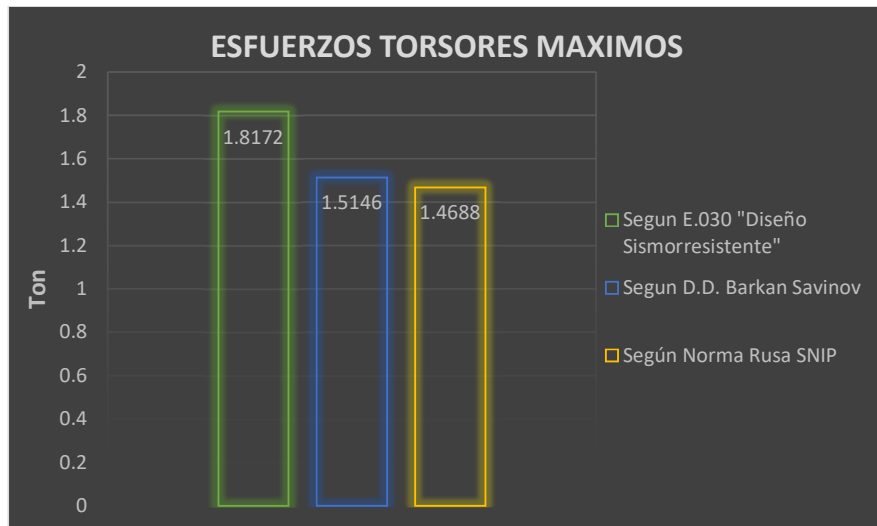
Figura 79: Comparativa de los esfuerzos cortantes en columnas según E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP



Fuente: Elaboración propia

En el grafico 82 son mostrados para los resultados de los esfuerzos torsores máximos en columnas evaluadas según la E.030, D.D. Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP. Nótese la disminución de dichos esfuerzos considerando los modelos de ISE.

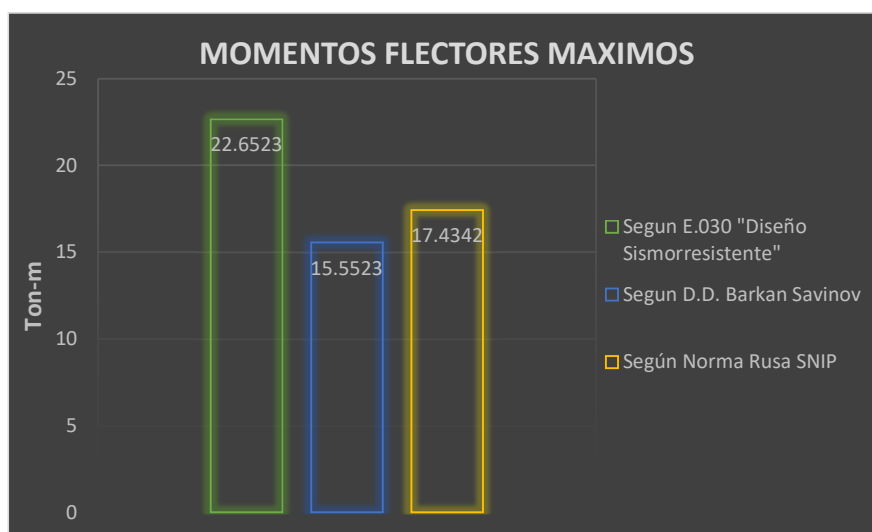
Figura 80: Comparativa de los esfuerzos torsores en columnas según E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP



Fuente: Elaboración propia

En el grafico 83 son mostrados los resultados de los momentos flectores máximos en columnas evaluadas según la E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP. Nótese la disminución de dichos esfuerzos considerando los modelos de ISE, evidenciándose mayor optimización por el método de Barkan savinov.

Figura 81: Comparativa de los momentos flectores en columnas según E.030, Barkan Savinov y Norma Rusa SNIP



Fuente: Elaboración propia

4.3. MODULO – II-C. INCREMENTO DE LOS PRIMEROS MODOS DE VIBRACIÓN Y DERIVAS DE ENTREPISO, Y DISMINUCION PARCIAL DE ESFUERZOS INTERNOS.

Periodo de vibración. La tabla N° 35 evidencia el incremento del primer modo de vibración hasta un 6.687% para el método de Barkan Savinov y 8.511% para el método de Norma rusa SNIP.

Tabla 35: Variación porcentual de modos de vibración, según E.030, D.D Barkan y Norma rusa SNIP

TABLE: Modal Direction Factors – E.030		TABLE: Modal Direction Factors - D.D Barkan Savinov		VARIACIÓN (%)
Mode	Period	Mode	Period	
1	0.329	1	0.351	6.687

TABLE: Modal Direction Factors – E.030		TABLE: Modal Direction Factors - NRUSA		VARIACIÓN (%)
Mode	Period	Mode	Period	
1	0.329	1	0.357	8.511

Fuente: Elaboración propia

Derivas de entrepiso. Las tablas N° 36 y 37 evidencia el incremento de las derivas de entrepiso hasta un 30.8966% y 43.5862% para el eje X, y mediante la tabla N° 38 y 39 evidencia el incremento de las derivas de entrepiso hasta un 63.5542% y 142.1687% para el eje Y, sin exceder la distorsión mínima establecida por la E.030 (0.007) para los métodos de Barkan Savinov y norma rusa SNIP respectivamente.

Tabla 36: Variación porcentual de derivas de entrepiso, según E.030, D.D Barkan y Norma rusa SNIP

Story Drifts -E.030 (X)		Story Drifts - ISE BARKAN (X)		VARIACION (%)
Nivel 4°	0.0024	Nivel 4°	0.0027	9.9138
Nivel 3°	0.0058	Nivel 3°	0.0063	7.7199
Nivel 2°	0.0061	Nivel 2°	0.0067	9.8967
Nivel 1°	0.0038	Nivel 1°	0.0050	30.8966

Fuente: Elaboración propia

Tabla 37: Variación porcentual de derivas de entrepiso, según E.030, D.D Barkan y Norma rusa SNIP

Story Drifts -E.030 (X)		Story Drifts - ISE NORMA RUSA (X)		VARIACIÓN (%)
Nivel 4°	0.0024	Nivel 4°	0.0027	10.1293
Nivel 3°	0.0058	Nivel 3°	0.0064	8.6176
Nivel 2°	0.0061	Nivel 2°	0.0068	11.2737
Nivel 1°	0.0038	Nivel 1°	0.0055	43.5862

Fuente: Elaboración propia

Tabla 38: Variación porcentual de derivas de entrepisos, según E.030, D.D Barkan y Norma rusa SNIP

Story Drifts -E.030 (Y)		Story Drifts - ISE BARKAN (Y)		VARIACIÓN (%)
Nivel 4°	0.0007	Nivel 4°	0.0008	17.7215
Nivel 3°	0.0024	Nivel 3°	0.0027	13.5084
Nivel 2°	0.0021	Nivel 2°	0.0025	20.8243
Nivel 1°	0.0015	Nivel 1°	0.0024	63.5542

Fuente: Elaboración propia

Tabla 39: Variación porcentual de derivas de entresijos, según E.030, D.D Barkan y Norma rusa SNIP

Story Drifts -E.030 (Y)		Story Drifts - ISE NORMA RUSA (Y)		VARIACIÓN (%)
Nivel 4°	0.0007	Nivel 4°	0.0012	65.1899
Nivel 3°	0.0024	Nivel 3°	0.0031	27.3921
Nivel 2°	0.0021	Nivel 2°	0.0030	43.6009
Nivel 1°	0.0015	Nivel 1°	0.0036	142.1687

Fuente: Elaboración propia

Esfuerzos en columnas. Las tablas N° 40, 41, 42 y 43 evidencian la disminución porcentual de fuerzas internas del orden de: fuerzas axiales, esfuerzos torsores, esfuerzos cortantes y momentos flectores de las columnas más solicitadas del primer nivel para los modelos de Barkan Savinov y norma rusa SNIP respectivamente.

Tabla 40: Variación porcentual de esfuerzos axiales en columnas según E.030, Barkan y Norma rusa SNIP

ESFUERZOS AXIALES (TN)		
Segun E.030 "Diseño Sismorresistente"	Segun D.D. Barkan Savinov	VARIACION (%)
72.6109	69.0439	-4.912
Segun E.030 "Diseño Sismorresistente"	Según Norma Rusa SNIP	VARIACION (%)
72.6109	67.5585	-6.958

Fuente: Elaboración propia

Tabla 41: Variación porcentual de esfuerzos cortantes en columnas según E.030, D.D Barkan y Norma rusa SNIP

ESFUERZOS CORTANTES (TN)		
Segun E.030 "Diseño Sismorresistente"	Segun D.D. Barkan Savinov	VARIACION (%)
6.1565	6.1536	-0.047
Segun E.030 "Diseño Sismorresistente"	Según Norma Rusa SNIP	VARIACION (%)
6.1565	5.9283	-3.707

Fuente: Elaboración propia

Tabla 42: Variación porcentual de esfuerzos torsores en columnas según E.030, D.D Barkan y Norma rusa SNIP

ESFUERZOS TORSORES MAXIMOS (TN)		
Segun E.030 "Diseño Sismorresistente"	Segun D.D. Barkan Savinov	VARIACION (%)
0.4108	0.3273	-20.326

Segun E.030 "Diseño Sismorresistente"	Según Norma Rusa SNIP	VARIACION (%)
0.4108	0.3182	-22.541

Fuente: Elaboración propia

Tabla 43: Variación porcentual de momentos flectores en columnas según E.030, D.D Barkan y Norma rusa SNIP

MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS (TN.M)		
Segun E.030 "Diseño Sismorresistente"	Segun D.D. Barkan Savinov	VARIACION (%)
16.1953	15.9816	-1.320
Segun E.030 "Diseño Sismorresistente"	Según Norma Rusa SNIP	VARIACION (%)
16.1953	15.5595	-3.926

Fuente: Elaboración propia

Esfuerzos en muros estructurales. Las tablas N° 44, 45, 46 y 47 evidencian la disminución porcentual de fuerzas internas del orden de: fuerzas axiales, esfuerzos torsores, esfuerzos cortantes y momentos flectores de las columnas más solicitadas del primer nivel para los modelos de Barkan Savinov y norma rusa SNIP respectivamente.

Tabla 44: Variación porcentual de esfuerzos axiales en muros estructurales según E.030, Barkan y Norma rusa SNIP

ESFUERZOS AXIALES (TN)		
Segun E.030 "Diseño Sismorresistente"	Segun D.D. Barkan Savinov	VARIACION (%)
69.7653	68.8187	-1.357
Segun E.030 "Diseño Sismorresistente"	Según Norma Rusa SNIP	VARIACION (%)
69.7653	67.1554	-3.741

Fuente: Elaboración propia

Tabla 45: Variación porcentual de esfuerzos cortantes en muros estructurales según E.030, D.D Barkan y Norma rusa SNIP

ESFUERZOS CORTANTES (TN)		
Segun E.030 "Diseño Sismorresistente"	Segun D.D. Barkan Savinov	VARIACION (%)
36.1825	29.2196	-19.244
Segun E.030 "Diseño Sismorresistente"	Según Norma Rusa SNIP	VARIACION (%)
36.1825	23.9118	-33.913

Fuente: Elaboración propia

Tabla 46: Variación porcentual de esfuerzos torsores en muros estructurales según E.030, D.D Barkan y Norma rusa SNIP

ESFUERZOS TORSORES MAXIMOS (TN)		
Segun E.030 "Diseño Sismorresistente"	Segun D.D. Barkan Savinov	VARIACION (%)
0.3751	0.3664	-2.319
Segun E.030 "Diseño Sismorresistente"	Según Norma Rusa SNIP	VARIACION (%)
0.3751	0.4793	27.779

Fuente: Elaboración propia

Tabla 47: Variación porcentual de momentos flectores en columnas según E.030, D.D Barkan y Norma rusa SNIP

MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS (TN.M)		
Segun E.030 "Diseño Sismorresistente"	Segun D.D. Barkan Savinov	VARIACION (%)
118.8058	86.8366	-26.909
Segun E.030 "Diseño Sismorresistente"	Según Norma Rusa SNIP	VARIACION (%)
118.8058	61.3217	-48.385

Fuente: Elaboración propia

4.4. MODULO – II-A. INCREMENTO DE LOS PRIMEROS MODOS DE VIBRACIÓN Y DERIVAS DE ENTREPISO, Y DISMINUCION PARCIAL DE ESFUERZOS INTERNOS.

Periodo de vibración. La tabla N° 48 evidencia el incremento del primer modo de vibración hasta un 24.566% para el método de Barkan Savinov y 18.362% para el método de Norma rusa SNIP.

Tabla 48: Variación porcentual de modos de vibración, según E.030, D.D Barkan y Norma rusa SNIP

TABLE: Modal Direction Factors - Base Rigida		TABLE: Modal Direction Factors - D.D Barkan Savinov		VARIACION (%)
Mode	Period	Mode	Period	
1	0.403	1	0.502	24.566

TABLE: Modal Direction Factors - Base Rigida		TABLE: Modal Direction Factors - ISE NRUSA		VARIACION (%)
Mode	Period	Mode	Period	
1	0.403	1	0.477	18.362

Fuente: Elaboración propia

Derivas de entrepiso. La tabla N° 49 y 50 evidencia el incremento de las derivas de entrepiso hasta un 76.6857% y 54.5143% para el eje X, y mediante la tabla N° 51 y 52 evidencia el incremento de las derivas de entrepiso hasta un 67.9850% y 47.830% para el eje Y, sin exceder la distorsión mínima establecida por la E.030 (0.007) para los modelos de Barkan Savinov y norma rusa SNIP respectivamente

Tabla 49: Variación porcentual de derivas de entrepisos, según E.030, D.D Barkan y Norma rusa SNIP

Story Drifts -E.030 (X)		Story Drifts - ISE BARKAN (X)		VARIACION (%)
Nivel 3°	0.0026	Nivel 3°	0.0037	38.6712
Nivel 2°	0.0042	Nivel 2°	0.0056	33.8346
Nivel 1°	0.0039	Nivel 1°	0.0070	76.6857

Fuente: Elaboración propia

Tabla 50: Variación porcentual de derivas de entrepisos, según E.030, D.D Barkan y Norma rusa SNIP

Story Drifts -E.030 (X)		Story Drifts - ISE NORMA RUSA (X)		VARIACION (%)
Nivel 3°	0.0026	Nivel 3°	0.0035	30.6644
Nivel 2°	0.0042	Nivel 2°	0.0053	26.5306
Nivel 1°	0.0039	Nivel 1°	0.0061	54.5143

Fuente: Elaboración propia

Tabla 51: Variación porcentual de derivas de entrepisos, según E.030, D.D Barkan y Norma rusa SNIP

Story Drifts -E.030 (Y)		Story Drifts - ISE BARKAN (Y)		VARIACION (%)
Nivel 3°	0.0033	Nivel 3°	0.0049	48.370
Nivel 2°	0.0051	Nivel 2°	0.0069	36.590
Nivel 1°	0.0047	Nivel 1°	0.0078	67.985

Fuente: Elaboración propia

Tabla 52: Variación porcentual de derivas de entrepisos, según E.030, D.D Barkan y Norma rusa SNIP

Story Drifts -E.030 (Y)		Story Drifts - ISE NORMA RUSA (Y)		VARIACION (%)
Nivel 3°	0.0033	Nivel 3°	0.0046	37.772
Nivel 2°	0.0051	Nivel 2°	0.0065	27.975
Nivel 1°	0.0047	Nivel 1°	0.0069	47.830

Fuente: Elaboración propia

Esfuerzos en columnas. Las tablas N° 53, 54, 55 Y 56... evidencian la disminución porcentual de fuerzas internas del orden de

las: fuerzas axiales, esfuerzos torsores, esfuerzos cortantes y momentos flectores de las columnas más solicitadas del primer nivel

Tabla 53: Variación porcentual de esfuerzos axiales en columnas según E.030, D.D Barkan y Norma rusa SNIP

ESFUERZOS AXIALES (TN)		
Segun E.030 "Diseño Sismorresistente"	Segun D.D. Barkan Savinov	VARIACION (%)
17.0786	16.3454	-4.293
Segun E.030 "Diseño Sismorresistente"	Según Norma Rusa SNIP	VARIACION (%)
17.0786	15.9968	-6.334

Fuente: Elaboración propia

Tabla 54: Variación porcentual de esfuerzos cortantes en columnas según E.030, D.D Barkan y Norma rusa SNIP

ESFUERZOS CORTANTES (TN)		
Segun E.030 "Diseño Sismorresistente"	Segun D.D. Barkan Savinov	VARIACION (%)
10.4112	8.5541	-17.838
Segun E.030 "Diseño Sismorresistente"	Según Norma Rusa SNIP	VARIACION (%)
10.4112	9.0792	-12.794

Fuente: Elaboración propia

Tabla 55: Variación porcentual de esfuerzos torsores en columnas según E.030, D.D Barkan y Norma rusa SNIP

ESFUERZOS TORSORES MAXIMOS (TN)		
Según E.030 "Diseño Sismorresistente"	Según D.D. Barkan Savinov	VARIACIÓN (%)
1.8172	1.5146	-16.652
Según E.030 "Diseño Sismorresistente"	Según Norma Rusa SNIP	VARIACIÓN (%)
1.8172	1.4688	-19.172

Fuente: Elaboración propia

Tabla 56: Variación porcentual de momentos flectores en columnas según E.030, D.D Barkan y Norma rusa SNIP

MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS (TN.M)		
Segun E.030 "Diseño Sismorresistente"	Segun D.D. Barkan Savinov	VARIACION (%)
22.6523	15.5523	-31.343
Segun E.030 "Diseño Sismorresistente"	Según Norma Rusa SNIP	VARIACION (%)
22.6523	17.4342	-23.036

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO V

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Para la discusión de resultados es necesario referenciar a Marín (2019); quién concluye que la aplicación del modelo de ISE de los profesores Barkan - Savinov influye en los parámetros de cálculo estructural lo que se traduce en la disminución porcentual de esfuerzos internos a nivel de resistencia y rigidez para los componentes estructurales. Por tanto, se corrobora la optimización estructural aumentando periodos de vibración y disminuyendo esfuerzos internos en secciones de concreto reforzado.

Considerando a los componentes dentro de la población, y realizando las observaciones mediante las tablas adjuntas, se evidencia la disminución total – parcial (salvo el esfuerzo torsor en el módulo II-C que se vio aumentado por la ISE con el modelo de Norma rusa SNIP según la tabla N° 46) se comprueba la hipótesis general H_0 planteada ya que *mediante los modelos de ISE y el método normativo peruano se logró determinar y comparar la optimización estructural en el instituto pedagógico publico Juana Moreno.*

Asimismo, las hipótesis específicas H_1 : El método dinámico Barkan savinov optimiza los esfuerzos de diseño estructural variando fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores en los elementos estructurales del IPPJM, distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco – 2021, y H_2 : El modelo dinámico según norma rusa 2.02.05-87 optimiza el cálculo del diseño estructural variando fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores en los elementos estructurales del IPPJM, distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco – 2021 quedan demostradas por las tablas N° 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 53, 54, 55 y 56.

CONCLUSIONES

El modelo normativo peruano utiliza el método del péndulo invertido para el análisis sísmico de edificaciones lo que comúnmente se le conoce como base empotrada, es decir se omite las características amortiguadoras del suelo de fundación y por ende los esfuerzos máximos de diseño son referenciales; lo cual genera sobre dimensionamiento y mayores costos de las estructuras de nuestro entorno.

Aplicando el modelo dinámico de Barkan savinov y norma rusa SNIP muestra que la flexibilidad del conglomerado genera el incremento de los modos de vibración desde un 6.687% hasta un 24.566%, así mismo incrementa las derivas de entrepiso lo que representa mayores desplazamientos relativos y a su vez disminuyen las fuerzas axiales hasta un 6.958%, los esfuerzos cortantes hasta un 33.913%, los esfuerzos torsores hasta un 22.541% y los momentos flexionantes hasta un 28.385% estableciendo valores porcentuales de optimización estructural a nivel de dotar de secciones rigidaz, resistentes y con buen comportamiento histerético.

Todos estos valores que representan la optimización estructural para este instituto pedagógico publico Juana Moreno fue trabajada usando un amortiguamiento del 5% y en un rango netamente lineal elástico, debido a que esa fue la filosofía de diseño de esta institución educativa.

RECOMENDACIONES

Nuestra normativa vigente indica textualmente, en su numeral 27.2.6 que, *la concepción estructural será asumiendo el empotramiento perfecto de la base, pero si el profesional responsable lo determina se podrá utilizar los parámetros de ISE*. Entonces mediante esta investigación más las de los antecedentes se puede desmentir tal afirmación y recomendar la adaptación obligatoria de este fenómeno de ISE en por lo menos todas las estructuras proyectadas en zonas sísmicas 3 y 4 y que tengan un uso del tipo importante y esencial.

El campo de la ISE es muy amplio, los futuros trabajos de investigación relacionada con este tema podrían estudiar el efecto de ISE en plateas o losas de cimentación asentadas sobre suelos blandos en zonas sísmicas como la de esta institución educativa superior. Cabe recalcar que esta institución contempla tal tipo de cimentación, por lo que cualquier interesado podría investigar el efecto en ella.

Asimismo, prosiguiendo con la aplicación de la ISE, se podría aplicar en cualquier tipo de estructura, pero considerando efectos no lineales como, por ejemplo, la no linealidad geométrica o física de dicha estructura. Para la no linealidad geométrica se podría considerar los efectos de segundo orden o efectos P-Delta y para la no linealidad física se podría considerar los diagramas no lineales de fuerza – desplazamiento del concreto confinado y no confinado, así como la del acero estructural.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alfaro, G. y Copello, R. (2017). *Comparativo de Analisis Estructural considerando Interaccion Suelo – estructura (ISE) VS. Empotrado, para un edificio de oficinas de 5 pisos, en la ciudad de Lima, con Sistema dual, segun la propuesta de Norma E030-2014*. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Lima, Perú.

Borda, J. y Rodriguez, J. (2012). *Analisis de los efectos de interaccion sismica Suelo-Estructura en una edificacion de hormigon armado ubicada en Cochabamba – Bolivia*, V Congreso Internacional de Ingenieria Estructural Sismica y Puentes.

Carrasco, K. (2019). *Análisis comparativo entre el diseño estructural con el modelo sísmico normativo y los modelos dinámicos de interacción suelo- estructura para un edificio con pórticos y placas cimentado sobre zapatas aisladas*. Lima - Perú.

Hernandes R, Fernandez C. (2014), Baptista M. *Metodologia de la Investigacion – Sexta Edicion*.

Isidoro C, (2016). *Interaccion Dinamica Suelo – Estructura, Universidad Nacional Autonoma de Mexico UNAM*.

Jurado, C. (2012). *Problemas de interaccion suelo estructura en cimentaciones y muros de contencion, Influencia d los fenomenos de despegue y deslizamiento*.

Meza P. (2018). *Optimización del diseño estructural de un edificio multifamiliar en suelos blandos, con el modelo de interacción suelo – estructura, en Lurín – Lima*.

NIST GCR 12 – 917 -21. *Soil – Structure Interaccion for Building Structures*.

Paulay, T., and Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, Inc*.

Pique del Pozo J. y Scaletti H. (1990 - 1991) *Analisis Sísmico de Edificios - Libro 9 - Colección del Ingeniero Civil*.

Quiroz L. (2011). *Análisis y Diseño de edificaciones con el software comercial ETABS*.

Reglamento Nacional de Edificaciones (2018). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*.

Reglamento Nacional de Edificaciones (2009). *Norma E.060 Diseño en Concreto Armado*.

Salinas R. (2013). *Análisis de efectos de Torsión – Ingeniería Antisísmica – Universidad Nacional de Ingeniería – Facultad de Ingeniería Civil*.

Villarreal, G. (2009). *Interacción sísmica suelo estructura en edificaciones con zapatas aisladas Lima - Perú*.

Villarreal, G. (2009). *Interacción sísmica suelo estructura en edificaciones con plateas de cimentación Lima - Perú*.

ANEXOS

MATRIZ DE CONSISTENCIA

"OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL EMPLEANDO EL MODELO INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA Y EL MODELO NORMATIVO PERUANO EN EL INSTITUTO PEDAGÓGICO PÚBLICO JUANA MORENO, DISTRITO DE LLATA – HUAMALÍES – HUÁNUCO - 2021"					
FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES y = f(x)	INDICADORES	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN
PROBLEMA GENERAL ¿Se logra determinar la optimización estructural con los modelos de interacción suelo – estructura en comparación al modelo normativo peruano del instituto pedagógico público Juana Moreno del distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco - 2021?	OBJETIVO GENERAL:	HIPOTESIS GENERAL:	VARIABLE DEPENDIENTE (y):		No Experimental
	Determinar la optimización estructural mediante la comparación de los modelos de interacción suelo – estructura y el modelo normativo peruano en el instituto pedagógico público Juana Moreno del distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco - 2021	Mediante los modelos de interacción suelo – estructura y el modelo normativo peruano se logra determinar y comparar la optimización estructural en el Instituto pedagógico público Juana Moreno, distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco - 2021.	Optimización Estructural	•Desplazamiento del suelo de fundación.	
	OBJETIVOS ESPECÍFICOS:	HIPOTESIS ESPECÍFICAS:	VARIABLE INDEPENDIENTE (x):		
	Determinar la optimización estructural usando el modelo Dinámico D.D Barkan – O.A Savinov del Instituto Pedagógico Público Juana Moreno del distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco – 2021.	El modelo dinámico D.D Barkan – O.A Savinov optimiza el diseño estructural variando Fuerzas axiales, Fuerzas cortantes y Momentos en los elementos estructurales del Instituto pedagógico público Juana Moreno, distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco - 2021.	Modelos de Interacción suelo – estructura.	•Coeficientes de Rigidez (Barkan - O.A. Savinov.) •Coeficientes de Rigidez (Norma Rusa SNIP 2.02.05-87) •Base empotrada, sin restricciones	
	Determinar la optimización estructural usando el modelo según norma rusa SNIP 2.02.05-87 del Instituto Pedagógico Público Juana Moreno del distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco - 2021.	El modelo de interacción suelo – estructura según norma rusa 2.02.05-87 optimiza el diseño estructural variando Fuerzas axiales, Fuerzas cortantes y Momentos en los elementos estructurales del Instituto pedagógico público Juana Moreno, distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco - 2021			
Comparar la optimización estructural usando los modelos descritos versus el modelo normativo peruano E.030 Diseño Sismorresistente del Instituto pedagógico público Juana Moreno del distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco - 2021.	Los modelos de interacción suelo – estructura según D.D Barkan – O.A Savinov y norma rusa 2.02.05-87 optimizan el diseño estructural en mayores porcentajes que el modelo normativo peruano E.030 Diseño Sismorresistente, al ser aplicado en el Instituto pedagógico público Juana Moreno, distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco - 2021.				

RESOLUCION DE DESIGNACION DE DOCENTE ASESOR

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

Facultad de Ingeniería

RESOLUCIÓN N° 393-2020-D-FI-UDH

Huánuco, 03 de agosto de 2020

Visto, el Oficio N° 303-2020-C-PAIC-FI-UDH presentado por el Coordinador del Programa Académico de Ingeniería Civil y el Expediente N° 1474, del Bach. **Marco Augusto, ROJAS MIRAVAL**, quién solicita cambio de Asesor de Tesis.

CONSIDERANDO:

Que, de acuerdo a la Nueva Ley Universitaria 30220, Capítulo V, Art. 45º inc. 45.2, es procedente su atención, y;

Que, según el Expediente N° 1474, presentado por el (la) Bach. **Marco Augusto, ROJAS MIRAVAL**, quién solicita cambio de Asesor de Tesis, para desarrollar su trabajo de investigación, y;

Que, con Resolución N° 1384-2019-D-FI-UDH, de fecha 26 de noviembre de 2019, en la cual se designa como Asesor de Tesis del Bach. **Marco Augusto, ROJAS MIRAVAL** a la Mg. Ericka Selene García Echevarría; y por motivos que el Bachiller viene desarrollando un nuevo Trabajo de Investigación, solicita su cambio, y;

Que, según lo dispuesto en el Capítulo II, Art. 31 del Reglamento General de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco vigente, es procedente atender lo solicitado, y;

Estando a las atribuciones conferidas al Decano de la Facultad de Ingeniería y con cargo a dar cuenta en el próximo Consejo de Facultad.

SE RESUELVE:

Artículo Primero. - **DEJAR SIN EFECTO**, la Resolución N° 1384-2019-D-FI-UDH, de fecha 26 de noviembre de 2019.

Artículo Segundo. - **DESIGNAR**, como nuevo Asesor de Tesis del Bach. **Marco Augusto, ROJAS MIRAVAL** al Mg. William Paolo Taboada Trujillo, Docente del Programa Académico de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería.

Regístrese, comuníquese, archívese



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
FACULTAD DE INGENIERÍA
Mg. Johnny S. Jacha Rojas
SECRETARIO DOCENTE



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
FACULTAD DE INGENIERÍA
Mg. Bertha Campos Ríos
DECANA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

Distribución:
Fac. de Ingeniería - PAIC- Asesor- Mat. y Reg.Acad. - Intermedio - Archivó.
BCH/PPR/000

RESOLUCION DE APROBACION DEL PROYECTO DE TESIS

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

Facultad de Ingeniería

RESOLUCIÓN N° 1095-2021-D-FI-UDH

Huánuco, 09 de Setiembre de 2021

Visto, el Oficio N° 694-2021-C-PAIC-FI-UDH, mediante el cual el Coordinador Académico de Ingeniería Civil, remite el dictamen de los jurados revisores, del Trabajo de Investigación (Tesis) titulado: "OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL EMPLEANDO EL MODELO INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA Y EL MODELO NORMATIVO PERUANO EN EL INSTITUTO PEDAGÓGICO PÚBLICO JUANA MORENO, DISTRITO DE LLATA - HUAMALÍES - HUÁNUCO - 2021" presentado por el (la) Bach. **Marco Augusto, ROJAS MIRAVAL**.

CONSIDERANDO:

Que, según mediante Resolución N° 006-2001-R-AU-UDH, de fecha 24 de julio de 2001, se crea la Facultad de Ingeniería, y;

Que, mediante Resolución de Consejo Directivo N° 076-2019-SUNEDU/CD, de fecha 05 de junio de 2019, otorga la Licencia a la Universidad de Huánuco para ofrecer el servicio educativo superior universitario, y;

Que, mediante Resolución N° 393-2020-D-FI-UDH, de fecha 03 de agosto de 2020, perteneciente al Bach. **Marco Augusto, ROJAS MIRAVAL** se le designó como ASESOR(A) de Tesis al Mg. William Paolo Taboada Trujillo, docente adscrito al Programa Académico de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería, y;

Que, según Oficio N° 694-2021-C-PAIC-FI-UDH, del Coordinador Académico quien informa que los JURADOS REVISORES del Trabajo de Investigación (Tesis) intitulado: "OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL EMPLEANDO EL MODELO INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA Y EL MODELO NORMATIVO PERUANO EN EL INSTITUTO PEDAGÓGICO PÚBLICO JUANA MORENO, DISTRITO DE LLATA - HUAMALÍES - HUÁNUCO - 2021" presentado por el (la) Bach. **Marco Augusto, ROJAS MIRAVAL**, integrado por los siguientes docentes: Mg. Johnny Prudencio Jacha Rojas (Presidente), Mg. Martín César Valdivieso Echevarría (Secretario) y Ing. Hamilton Denniss Abar García (Vocal), quienes declaran APTO para ser ejecutado el Trabajo de Investigación (Tesis), y;

Estando a las atribuciones conferidas al Decano de la Facultad de Ingeniería y con cargo a dar cuenta en el próximo Consejo de Facultad.

SE RESUELVE:

Artículo Primero. - APROBAR, el Trabajo de Investigación (Tesis) y su ejecución intitulado: "OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL EMPLEANDO EL MODELO INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA Y EL MODELO NORMATIVO PERUANO EN EL INSTITUTO PEDAGÓGICO PÚBLICO JUANA MORENO, DISTRITO DE LLATA - HUAMALÍES - HUÁNUCO - 2021" presentado por el (la) Bach. **Marco Augusto, ROJAS MIRAVAL** para optar el Título Profesional de Ingeniero(a) Civil, del Programa Académico de Ingeniería Civil de la Universidad de Huánuco.

Artículo Segundo. - El Trabajo de Investigación (Tesis) deberá ejecutarse hasta un plazo máximo de 1 año de su Aprobación. En caso de incumplimiento podrá solicitar por única vez la ampliación del mismo (6 meses).

REGÍSTRESE, COMUNÍQUESE, ARCHÍVESE



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
FACULTAD DE INGENIERÍA
Ing. Ethel Ibarguani Manzano Lozano
SECRETARÍA DOCENTE



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
DECANO
Mg. Bertha Campos Ríos
DECANATE DE FACULTAD DE INGENIERÍA

Distribución:

Fac. de Ingeniería - PAIC - Asesor - Dip. Graduando - Interesado - Archiv. RCR/EJML/uh.

**RESOLUCION DE DESIGNACION DE JURADOS REVISORES
PARA EL INFORME FINAL DE TESIS**

**UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
Facultad de Ingeniería**

RESOLUCIÓN N° 782-2022-D-FI-UDH

Huánuco, 12 de abril de 2022

Visto, el Of. N° 446-2022-C-PAIC-FI-UDH y el Exp. N° 342062-0000002531 presentado por el Coordinador del Programa Académico de Ingeniería Civil, quien informa que el (la) Bach. **Marco Augusto ROJAS MIRAVAL**, solicita Revisión del informe final del Trabajo de Investigación (Tesis) intitulada: **"OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL EMPLEANDO EL MODELO INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA Y EL MODELO NORMATIVO PERUANO EN EL INSTITUTO PEDAGÓGICO PÚBLICO JUANA MORENO, DISTRITO DE LLATA - HUAMALÍES - HUÁNUCO - 2021"**.

CONSIDERANDO:

Que, de acuerdo al Art. N° 38 y 39 del Reglamento General de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco, es necesaria la revisión del Trabajo de Investigación (Tesis) por la Comisión de Grados y Títulos del Programa Académico de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, de la Universidad de Huánuco; y,

Que, para tal efecto es necesario nombrar al jurado Revisor y/o evaluador, compuesta por tres miembros docentes de la Especialidad, y;

Estando a las atribuciones conferidas al Decano de la Facultad de Ingeniería y con cargo a dar cuenta en el próximo Consejo de Facultad.

SE RESUELVE:

Artículo Primero. - NOMBRAR, al Jurado Revisor que evaluará el informe final del Trabajo de Investigación (Tesis) intitulada: **"OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL EMPLEANDO EL MODELO INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA Y EL MODELO NORMATIVO PERUANO EN EL INSTITUTO PEDAGÓGICO PÚBLICO JUANA MORENO, DISTRITO DE LLATA - HUAMALÍES - HUÁNUCO - 2021"**, presentado por el (la) Bach. **Marco Augusto ROJAS MIRAVAL**, del Programa Académico de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, conformado por los siguientes docentes:

- | | |
|--|------------|
| ➤ Mg. Johnny Prudencio Jacha Rojas | PRESIDENTE |
| ➤ Mg. Martín César Valdivieso Echevarría | SECRETARIO |
| ➤ Mg. Hamilton Denniss Abal García | VOCAL |

Artículo Segundo. - Los miembros del Jurado Revisor tienen un plazo de siete (07) días hábiles como máximo, para emitir el informe y opinión acerca del Informe Final del Trabajo de Investigación (Tesis).

REGISTRESE, COMUNIQUESE Y ARCHIVASE.



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
FACULTAD DE INGENIERÍA
Ing. Ethel Ibarra Manzano Lazado
SECRETARIO DOCENTE



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
FACULTAD DE INGENIERÍA
Mg. Bertha Campos Ríos
DECANA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

Distribución:
C PAIC - Mat. y Reg. Acad. - Interesado - Jurado (02) - Archivo
BCH/EJML/rvb.

PANEL FOTOGRAFICO



**TOMA DE DATOS DE LAS DIMENSIONES CORRESPONDIENTES AL
MODULO II.**



**TOMA DE DATOS DE LAS DIMENSIONES CORRESPONDIENTES AL
MODULO II.**



**TOMA DE DATOS DE LAS DIMENSIONES DE MUROS ESTRUCTURALES
Y COLUMNAS CORRESPONDIENTES AL MODULO II.**



***MODULO II – MODULO DE ESTUDIO PARA LA PRESENTE
INVESTIGACION.***

APÉNDICE A

Coefficiente asumido para el modelo dinámico norma rusa SNIP

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right) \quad (2.17)$$

Donde:

b_0 - coeficiente (m^{-1}) asumido para suelos arenosos igual a 1; para arenas arcillosas 1,2; para arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas igual a 1,5;

E - módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación, kPa (T/m^2), determinadas por las tablas 3 y 4 del anexo de la investigación [144] o en forma experimental;

$A_{10} = 10m^2$