

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**LA INFLUENCIA DE LA RIGIDEZ DEL SUELO
EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL EN
EDIFICACIONES EDUCATIVAS DE LA
PROVINCIA DE HUANCAYO, 2021**

PRESENTADO POR:

Bach. LOPEZ CANTORIN, KEVIN OSCAR

Línea de Investigación Institucional: Nuevas Tecnologías y Procesos

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

Huancayo – Perú

2021

ASESOR

Ing. PHD. MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

Dedicatoria y Agradecimiento

Este trabajo está dedicado a mis padres Oscar y Doris por siempre estar conmigo, a mi esposa e hijas que siempre confiaron en mí y hermanos y familiares que siempre me apoyaron.

LOPEZ CANTORIN, KEVIN OSCAR

HOJA DE CONFORMIDAD DE MIEMBROS DEL JURADO

DR. RUBEN DARIO TAPIA SILGUERA
Presidente

MG. JESÚS IDEN CÁRDENAS CAPCHA
Jurado

MSC. JULIO CESAR LLALLICO COLCA
Jurado

ING. ALCIDES LUIS FABIÁN BRAÑEZ
Jurado

Mg. LEONEL UNTIVEROS PEÑALOZA
Secretario Docente

ÍNDICE

Dedicatoria y Agradecimiento.....	4
Resumen	22
Abstract	23
Introducción.....	24
CAPÍTULO I	25
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	25
1.1. Planteamiento del problema.....	25
1.2. Formulación del problema	26
1.2.1. Problema general.....	26
1.2.2. Problemas específicos.....	26
1.3. Justificación de la investigación	27
1.3.1. Justificación práctica.....	27
1.3.2. Justificación científica	27
1.3.3. Justificación metodológica	27
1.4. Delimitación.....	27
1.4.1. Delimitación Espacial.....	27
1.4.2. Delimitación Temporal	28
1.4.3. Delimitación Económica.....	28
1.5. Limitaciones	28
1.5.1. Limitación espacial.....	28
1.5.2. Limitación temporal.....	28
1.5.3. Limitación económica.....	28
1.6. Objetivos de la investigación	28
1.6.1. Objetivo general.....	28
1.6.2. Objetivos específicos	28
CAPÍTULO II	30
MARCO TEÓRICO.....	30
2.1 Antecedentes de la investigación	30
2.1.1 Antecedentes Nacionales	30
2.1.2 Antecedentes internacionales	31
2.2 Marco Conceptual	33
2.2.1 Rigidez del suelo.....	33
2.2.2 Métodos estadísticos (probabilísticos).....	34
2.2.3 Interacción suelo-estructura.....	34
2.2.4 Interacción sísmica suelo-zapata aislada-superestructura.....	39
2.2.5 Aportes de la interacción suelo-estructura al cálculo estructural	54
2.2.6 Cálculo de edificaciones con zapatas aisladas, considerando la interacción sísmica suelo-estructura.....	54
2.2.7 Sismicidad y sismo estabilidad en edificaciones.....	58

2.2.8	Trabajo espacial y múltiples componentes de la acción sísmica	59
2.2.9	Errores conceptuales en el análisis sísmico espectral	60
2.2.10	Efecto del reforzamiento estructural en edificaciones, considerando la interacción suelo-estructura	62
2.2.11	Tiempo de servicio de las edificaciones construcciones	63
2.2.12.	Comportamiento estructural	65
A.	Fuerza axial de la estructura	66
B.	Momento y cortante máximo de la estructura	67
C.	Momento torsor de la estructura	68
2.2.13.	Comportamiento sísmico	68
2.2.	Definiciones de términos	71
2.3.	Formulación de Hipótesis	75
2.3.1.	Hipótesis general	75
2.4.	Variables	76
2.4.1.	Definición conceptual de las Variables	76
2.4.2.	Definición Operacional de la Variable	77
2.4.3.	Definición Operacional de la Variables	78
3.5.	Población y muestra	83
3.5.1.	Población	83
3.5.2.	Muestra	83
3.6.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos	84
3.6.1.	Caso de la Investigación	84
3.6.2.	Técnicas de la Investigación	84
3.6.3.	Instrumentos de la obtención de los datos de la Investigación	85
3.7.	Procesamiento e interpretación de datos	85
3.7.1.	Características del pabellón o bloque a analizar	85
3.7.2.	Características del suelo del distrito de El Tambo (I.E. Mariscal Castilla)	86
3.7.3.	Características del suelo del distrito de Huancayo	87
3.7.4.	Características del suelo del distrito de Chilca	88
CAPITULO IV		90
RESULTADOS		90
4.1.	RESULTADOS – ANALISIS PRELIMINAR	90
4.1.1.	ESTRUCTURACION	91
4.1.2.	PREDIMENSIONAMIENTO	92
A.	PREDIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA ALIGERADA	92
B.	PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	93
C.	PREDIMENSIONAMIENTO COLUMNA	95
D.	PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS O MUROS DE CONCRETO	97
E.	PREDIMENSIONAMIENTO DE LA CIMENTACION	99
4.2.	ANALISIS SISMICO	99

4.2.1 ANALISIS SISMICO ESTATICO.....	99
a. Análisis Sísmico Estático Tradicional.....	105
4.2.2. ANALISIS SISMICO DINAMICO MODAL ESPECTRAL.....	117
4.2.2.1 RESULTADOS DEL ANALISIS DINAMICO MODAL ESPECTRAL	123
4.2.2.1.1 ESFUERZOS INTERNOS DE LA ESTRUCTURA	123
a) Fuerza axial máxima	123
b) Cortante máxima.....	123
c) Momento máximo.....	124
4.2.2.1.2 RESULTADOS DEL DISEÑO DINAMICO MODAL ESPECTRAL	124
A) Periodos de vibración	124
B) Cortante dinámica basal de la estructura	125
C) Desplazamientos máximos.....	125
D) Desplazamientos relativos admisibles.....	126
D) VERIFICACION DE IRREGULARIDAD TORSIONAL	126
4.3. ANÁLISIS CONSIDERANDO LA RIGIDEZ DEL SUELO.....	127
4.3.1 Característica del suelo de fundación.....	127
4.3.2 Masas rotacionales y traslacionales de las zapatas.	130
4.4. Modelos dinámicos para la rigidez del suelo -Distrito de Huancayo	considerando la interacción suelo estructura 132
4.4.1. Modelo dinámico D.D. Barkan-O.A. Savinov-Distrito de Huancayo	132
4.4.1.1. Resultado de los esfuerzos internos de la estructura con modelo	dinámico Barkan -Huancayo 137
a) Fuerza axial máxima	137
b) Cortante máxima.....	138
c) Momento máximo.....	138
4.4.1.2. Resultados del diseño dinámico modal espectral con modelo	dinámico Barkan -Huancayo 139
A) Periodos de vibración	139
B) Cortante dinámica basal de la estructura	139
C) Desplazamientos máximos.....	140
C) DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ADMISIBLES	140
D) VERIFICACION DE IRREGULARIDAD TORSIONAL	141
4.4.2. Modelo dinámico V.A.Ilichev- Distrito de Huancayo	142
4.4.3. Modelo dinámico Norma rusa- Distrito de Huancayo.....	148
4.4.4. Modelo dinámico Sargsian- Distrito de Huancayo	151
4.4.5. Resultados-Distrito de Huancayo	153

4.5. Modelos dinámicos para la rigidez del suelo -Distrito de Tambo considerando la interacción suelo estructura	156
4.5.1. Modelo dinámico D.D. Barkan-O.A. Savinov- Distrito de Tambo..	156
4.5.1.1. Resultados de los esfuerzos internos de la estructura modelo Barkan-tambo	158
a) Fuerza axial máxima	158
b) Cortante máxima.....	158
c) Momento máximo.....	159
4.5.1.2 Resultados del diseño dinámico modal espectral con modelo dinámico Barkan -Tambo	159
A) Periodos de vibración	159
B) Cortante dinámica basal de la estructura	160
C) Desplazamientos máximos.....	160
C) DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ADMISIBLES	161
D) VERIFICACION DE IRREGULARIDAD TORSIONAL	161
4.5.2. Modelo dinámico V.A. Ilichev- Distrito de Tambo	162
4.5.3. Modelo dinámico Norma rusa- Distrito de Tambo.....	164
4.5.4. Modelo dinámico Sargsian- Distrito de Tambo	166
4.5.1.5. Resultados - Distrito de Tambo.....	167
4.6. Modelos dinámicos para la rigidez del suelo -Distrito de Chilca considerando la interacción suelo estructura	170
4.6.1. Modelo dinámico D.D. Barkan-O.A. Savinov- Distrito de Chilca ...	170
4.6.1.1. Resultados de los esfuerzos internos de la estructura modelo Barkan-chilca	172
a) Fuerza axial máxima	172
Dirección X-X	172
b) Cortante máxima.....	173
c) Momento máximo.....	173
4.6.1.2. Resultados del diseño dinámico modal espectral con modelo dinámico Barkan -Chilca	174
A) Periodos de vibración	174
B) Cortante dinámica basal de la estructura	174
C) Desplazamientos máximos.....	175
C) DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ADMISIBLES	175
D) Verificación de irregularidad torsional.....	176
4.6.2. Modelo dinámico V.A.Ilichev- Distrito de Chilca.....	176
4.6.3. Modelo dinámico Norma rusa- Distrito de Chilca.....	178

4.6.4. Modelo dinámico Sargsian- Distrito de Chilca	180
4.6.5. Resultados- Distrito de Chilca.....	181
CAPITULO V DISCUSION DE RESULTADOS	185
DISCUSION DE RESULTADOS	185
5.1. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	185
CONCLUSIONES.....	204
Recomendaciones.....	211
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	212
ANEXOS	214

Índice de tablas

Tabla 1 Coeficientes según tipo de suelo.....	45
Tabla 2 Coeficientes en base al coeficiente de Poisson.	48
Tabla 3 Coeficientes en base al coeficiente de Poisson.....	48
Tabla 4 Tiempo de servicio de las edificaciones y construcciones, considerando el nivel de responsabilidad.....	65
Tabla 5 Cuadro de operacionalización de Variable Independiente.....	78
Tabla 6 Cuadro de operacionalización de Variable dependiente- Comportamiento estructural.....	79
Tabla 8 Vigas principales.....	94
Tabla 9 Viga chata	94
Tabla 10 Predimensionamiento de Columna por carga de servicio.	95
- Tabla 11 Columnas CL-4	96
- Tabla 12 Columna centrada.....	96
- Tabla 13 Columna excéntrica.....	96
Tabla 14 Sección de zapatas	99
Tabla 15 Elemento estructurales	100
Tabla 16 Valores para calcular la cortante basal estática X-X.....	101
Tabla 17 Valores para calcular la cortante basal estática Y-Y.....	101
Tabla 18 Factor de suelo	102
Tabla 19 Períodos T_p y T_L	103
Tabla 20 Coeficientes de Básico de reducción	104
Tabla 21 Factores de irregularidad X-X.....	104
Tabla 22 Factores de irregularidad Y-Y.....	104
Tabla 23 Pasos del análisis sísmico estático tradicional.	105

Tabla 24 Factor de masa participativa	114
Tabla 25 Calculo de factor amplificación de sísmica X-X	115
Tabla 26 Calculo de factor amplificación de sísmica Y-Y	115
Tabla 27 Peso por niveles	115
Tabla 28 Peso por metro cuadrado de la edificación	116
Tabla 29 Distribución de fuerzas sísmicas en alturas x-x	116
Tabla 30 Distribución de fuerzas sísmicas en alturas y-y	116
Tabla 31 Aceleración espectral	118
Tabla 32 Periodo de vibración vs factor de amplificación sísmica.....	118
Tabla 33 Procedimiento Análisis dinámico modal espectral	121
Tabla 34 <i>Períodos de vibración A.D.M.Espectral</i>	124
Tabla 35 Cortante dinámica basal x.x	125
Tabla 36 Cortante dinámica basal y.y	125
Tabla 37 Desplazamientos máximos x.x.....	125
Tabla 38 Desplazamientos máximos y.y.....	126
Tabla 39 Desplazamientos relativos admisibles x.x	126
- Tabla 40 Desplazamientos relativos admisibles y.y.....	126
Tabla 41 Verificación por torsión x.x	127
Tabla 42 Verificación por torsión y.y	127
Tabla 43 Características suelo de fundación- D. Huancayo	127
Tabla 44 <i>Características suelo de fundación- D. Chilca</i>	128
Tabla 45 Características suelo de fundación- D. Tambo	128
Tabla 46 <i>Modulo de elasticidad del suelo</i>	129
Tabla 47 Coeficiente de balasto	130
Tabla 48 Coeficiente de Poisson	130

Tabla 49 Masa traslacional M. Barkan	131
- Tabla 50 Masa rotacional de c/zapata M. Barkan	132
Tabla 51 Peso total del edificio M. Barkan- Huancayo	133
Tabla 52 Peso por zapatas M. Barkan Huancayo.....	133
Tabla 53 Coeficiente "C" M. Barkan- D. Huancayo.....	134
Tabla 54 Coeficiente "K" M. Barkan- D. Huancayo	135
Tabla 55 Pasos del A.S.D. Método Barkan-Savinov. D. Huancayo	135
Tabla 56 Períodos de vibración Barkan D. Huancayo	139
Tabla 57 Cortante basal x.x Barkan D. Huancayo	139
Tabla 58 Cortante basal y.y Barkan D. Huancayo	140
Tabla 59 Desplazamientos máximos x.x Barkan D. Huancayo	140
Tabla 60 Desplazamientos máximos y.y Barkan D. Huancayo	140
Tabla 61 Desplazamientos relativos admisibles x.x Barkan D. Huancayo.....	140
Tabla 62 Desplazamientos relativos admisibles y.y Barkan D. Huancayo.....	141
Tabla 63 Verificación por torsión Barkan D. Huancayo.....	141
Tabla 64 Verificación por torsión Barkan D. Huancayo y.y.....	142
Tabla 65 Características de rigidez $u=0.25$ Ilichev D. Huancayo.....	143
Tabla 66 Características de rigidez $u=0.35$ Ilichev D. Huancayo.....	144
Tabla 67 Coeficiente rigidez, energía, masa Zap. Esquinera Ilichev D. Huancayo.....	146
Tabla 68 Coeficiente rigidez, energía, masa Zap. Excéntrica Ilichev D. Huancayo.....	146
Tabla 69 Coeficiente rigidez, energía, masa Zap. céntrica Ilichev D. Huancayo	147
Tabla 70 Coeficiente "C"N. Rusa Zapatas- D. Huancayo	149
Tabla 71 Coeficiente Rigidez "K" N. Rusa Zapatas- D. Huancayo.....	149
Tabla 72 Coeficiente Rigidez "K" Sargsian - D. Huancayo	151
Tabla 73 Resumen zapata esquinera D. Huancayo	152

Tabla 74 Resumen zapata excéntrica D. Huancayo.....	152
Tabla 75 Resumen zapata céntrica D. Huancayo.....	152
Tabla 76 Esfuerzos internos Modelos dinámicos D. Huancayo.....	153
Tabla 77 Comportamiento sísmico Modelos dinámicos Dirección x.x- Huancayo.....	153
Tabla 78 Esfuerzos internos Dirección y.y Modelos dinámicos D. Huancayo..	153
Tabla 79 Comportamiento sísmico Modelos dinámicos Dirección y.y - Huancayo.....	154
Tabla 80 Irregularidad torsional Ilichev Dirección x.x- Huancayo	155
Tabla 81 Irregularidad torsional Ilichev Dirección y.y – Huancayo.....	155
Tabla 82 Irregularidad torsional Sargsian Dirección x e y- Huancayo.....	155
Tabla 83 Irregularidad torsional N. Rusa Dirección x e y- Huancayo.....	156
Tabla 84 Peso total del edificio M. Barkan- Tambo	156
Tabla 85 Coeficiente "C" M. Barkan- D. Tambo.....	157
Tabla 86 Coeficiente "K" M. Barkan- D. Tambo	157
Tabla 87 Períodos de vibración Barkan D. Tambo	159
Tabla 88 Cortante basal x.x Barkan D. Tambo.....	160
Tabla 89 Cortante basal y.y Barkan D. Tambo.....	160
Tabla 90 Desplazamientos máximos x.x Barkan D. Tambo.....	160
Tabla 91 Desplazamientos máximos y.y Barkan D. Tambo	160
Tabla 92 Desplazamientos relativos admisibles x.x Barkan D. Tambo.....	161
Tabla 94 Verificación por torsión Barkan D. Tambo	161
Tabla 95 Verificación por torsión y.y Barkan D. Tambo	162
Tabla 96 Valores de diseño Z. esquinera Ilichev – Tambo.....	162
Tabla 97 Valores de diseño Z. excéntrica Ilichev – Tambo.....	162
Tabla 98 Valores de diseño Z. central Ilichev – Tambo	162
Tabla 99 Coeficiente rigidez, energía, masa Zap. Esquinera Ilichev D. Tambo.....	163

Tabla 100 <i>Coeficiente rigidez, energía, masa Zap. Excéntrica Ilichev D. Tambo</i>	163
.....	163
Tabla 101 Coeficiente rigidez, energía, masa Zap. Central Ilichev D. Tambo.....	164
Tabla 102 Coeficiente "C" N. Rusa Zapatas- D. Tambo	164
Tabla 103 Coeficiente Rigidez "K" N. Rusa Zapatas- D. Tambo.....	164
Tabla 104 Coeficiente Rigidez "K" Sargsian - D. Tambo	166
Tabla 105 Resumen zapata esquinera D. Tambo	167
Tabla 106 Resumen zapata excéntrica D. Tambo	167
Tabla 107 Resumen zapata céntrica D. Tambo.....	167
Tabla 108 <i>Esfuerzos internos Tambo Dirección x.x.....</i>	167
Tabla 109 <i>Comportamiento sísmico Dirección x.x - Tambo.....</i>	168
Tabla 110 Esfuerzos internos Tambo Dirección y.y.....	168
Tabla 111 Comportamiento sísmico Dirección y.y – Tambo	169
Tabla 112 <i>Irregularidad torsional - Ilichev. Dirección x.x.....</i>	169
Tabla 113 Irregularidad torsional Dirección y.y Ilichev	169
Tabla 114 <i>Irregularidad torsional Dirección x e y Sargsian</i>	170
Tabla 115 Irregularidad torsional Dirección x e y N. Rusa	170
Tabla 116 <i>Coeficiente "C" M. Barkan- D. Chilca.....</i>	171
Tabla 117 Coeficiente "K" M. Barkan- D. Chilca	171
Tabla 118 Períodos de vibración Barkan D. Chilca.....	174
Tabla 119 <i>Cortante basal x.x Barkan D. Chilca.....</i>	174
Tabla 120 Cortante basal y.y Barkan D. Chilca.....	174
Tabla 121 Desplazamientos máximos x.x Barkan D. Chilca.....	175
Tabla 122 Desplazamientos máximos y.y Barkan D. Chilca.....	175
Tabla 123 Desplazamientos relativos admisibles x.x Barkan D. Chilca.....	175

Tabla 124 Desplazamientos relativos admisibles y.y Barkan D. Chilca.....	175
Tabla 125 Verificación por torsión Dirección x.x Barkan D. Chilca.....	176
Tabla 126 Verificación por torsión Dirección y.y Barkan D. Chilca.....	176
Tabla 127 Valores de diseño Z. esquinera Ilichev – Chilca.....	176
Tabla 128 Valores de diseño Z. excéntrica Ilichev – Chilca.....	177
Tabla 129 <i>Valores de diseño Z. central Ilichev – Chilca.....</i>	177
Tabla 130 Coeficiente rigidez, energía, masa Zap. Esquinera Ilichev D. Chilca	177
Tabla 131 <i>Coeficiente rigidez, energía, masa Zap. Excéntrica Ilichev D. Chilca</i>	178
Tabla 132 Coeficiente rigidez, energía, masa Zap. Central Ilichev D. Chilca.....	178
Tabla 133 Coeficiente "C"N. Rusa Zapatas- D. Chilca	178
Tabla 135 Coeficiente Rigidez "K" Sargsian - D. Chilca	180
Tabla 136 Resumen zapata esquinera D. Chilca.....	181
Tabla 138 Resumen zapata céntrica D. Chilca.....	181
Tabla 139 Esfuerzos internos Chilca Dirección x.x.....	182
Tabla 140 Comportamiento sísmico Dirección x.x - Chilca.....	182
Tabla 141 <i>Esfuerzos internos Chilca Dirección x.x.....</i>	182
Tabla 142 Comportamiento sísmico Dirección y.y - Chilca.....	183
Tabla 143 Irregularidad torsional - Ilichev. Dirección x e y.....	183
Tabla 144 irregularidad torsional - Sargsian. Dirección x e y – Chilca.....	184
Tabla 145 Irregularidad torsional - N. Rusa. Dirección x e y – Chilca.....	184

Índice de Figuras

Figura 1: Análisis de la interacción suelo estructura mediante la rigidez del suelo	26
Figura 2 Zapata con coeficientes de rigidez y masas traslacionales y rotacionales.....	34
Figura 3 Modificación del movimiento del campo libre debido a la presencia de estructuras	35
Figura 4 Interacción suelo-estructura.....	36
Figura 5 Edificación de base rígida.....	37
Figura 6 Edificación de base flexible.....	37
Figura 7 Vibraciones en los suelos.....	39
Figura 8 a) esquema tradicional, b) esquema considerando la flexibilidad de la base de fundación	40
Figura 9 Esquema de cálculo para el caso de aproximación de la estructura en el plano	42
Figura 10 Esquema espacial de cálculo de la cimentación tipo zapata aislada.....	42
Figura 11 Modelo dinámico V.A. Ilichev	46
Figura 12 Fuerza axial del elemento estructural	66
Figura 13 Fuerza cortante del elemento estructural	67
Figura 14 Momento máximo de un elemento estructural	68
Figura 15 Momento torsor de la estructura	68
Figura 16 Periodo de vibración de una estructura.....	70
Figura 17 Cortante basal de la estructura.....	71
Figura 18 Distorsión de una estructura	71
Figura 19 Comparación Estadística	82
Figura 20 Unidad del análisis.....	83
Figura 21 Configuración de la elevación	86
Figura 22 Imagen satelital de I.E. Mariscal Castilla	86

Figura 23 Imagen satelital de I.E. Santa Isabel.....	87
Figura 24: Imagen satelital de I.E. N° 30155 Francisco Bolognesi.....	88
Figura 25 Organigrama para el análisis y resultados	90
Figura 26 Configuración en Planta	92
Figura 27 Configuración en Elevación	92
Figura 28 Losa en 2 direcciones.....	93
Figura 29 Esquema del armado de una viga	94
Figura 30 Muros de concreto	97
Figura 31	99
Figura 32 Factor de Zona Sísmica	101
Figura 33 Factor de suelo.....	102
Figura 34 Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas	104
Figura 35 Modelo final empotrado	114
Figura 36 Distribución de fuerzas sísmica en el Etabs	117
Figura 37 Factores para la cortante sísmica estática Etabs V.2018	117
Figura 38 Factor de amplificación sísmica	118
Figura 39 Espectro T vs C.....	120
Figura 40 Fuerza axial máxima x.x A.D.M. Espectral.....	123
Figura 41 Fuerza axial máxima x.x A.D.M. Espectral.....	123
Figura 42 Cortante máxima A.D.M. Espectral x.x	123
Figura 43 Cortante máxima A.D.M. Espectral y.y	124
Figura 44 Momento máximo x.x A.D.M. Espectral	124
Figura 45 Momento máximo y.y A.D.M. Espectral	124
Figura 46 Fuerza axial máxima M. Barkan D. Huancayo.....	137
Figura 47 Fuerza axial máxima M. Barkan D. Huancayo y.y.....	138

Figura 48 Cortante máxima M. Barkan D. Huancayo x.x	138
Figura 49 Cortante máxima M. Barkan D. Huancayo y.y	138
Figura 50 Momento máximo M. Barkan D. Huancayo x.x	138
Figura 51 Momento máximo M. Barkan D. Huancayo y.y	139
Figura 52 Fuerza axial máxima M. Barkan D. Tambo	158
Figura 53 Fuerza axial máxima M. Barkan D. Tambo y.y	158
Figura 54 Cortante máxima M. Barkan Tambo x.x	158
Figura 55 Cortante máxima M. Barkan Tambo y.y	159
Figura 56 Momento máximo M. Barkan D. Tambo x.x	159
Figura 57 Momento máximo M. Barkan D. Tambo y.y	159
Figura 58 Fuerza axial máxima M. Barkan D. Chilca	172
Figura 59 Fuerza axial máxima Dirección y.y M. Barkan D. Chilca.....	172
Figura 60 Cortante máxima Dirección x.x M. Barkan Chilca	173
Figura 61 Cortante máxima Dirección y.y M. Barkan Chilca	173
Figura 62 Momento máximo Dirección x.x M. Barkan D. Chilca	173
Figura 63 Momento máximo Dirección y.y M. Barkan D. Chilca	173
Figura 64 Comparación derivas de entrepiso Dirección x.x- Huancayo	185
Figura 65 Comparación derivas de entrepiso Dirección y.y Huancayo.....	186
Figura 66 Comparación de los periodos de vibración Dirección x.x Huancayo.....	186
Figura 67 Comparación de los periodos de vibración Dirección y.y Huancayo.....	187
Figura 68 Comparación de la cortante basal máxima Dirección x.x Huancayo	187
Figura 69 Comparación de la cortante basal máxima Dirección y.y Huancayo	188
Figura 70 Comparación de la cortante máxima dirección x.x – Huancayo	188
Figura 71 Comparación de la cortante máxima dirección y.y – Huancayo	189
Figura 72 Comparación del momento máximo dirección x.x – Huancayo.....	189

Figura 73 Comparación del momento máximo dirección y.y – Huancayo.....	190
Figura 74 Comparación de la fuerza axial máxima dirección x.x – Huancayo	190
Figura 75 Comparación de la fuerza axial máxima dirección y.y – Huancayo	191
Figura 76 Comparación derivas de entrepiso Dirección x.x- Tambo	191
Figura 77 Comparación derivas de entrepiso Dirección y.y Tambo.....	192
Figura 78 Comparación de los periodos de vibración Dirección x.x Tambo.....	192
Figura 79 Comparación de los periodos de vibración Dirección y.y Huancayo.....	193
Figura 80 Comparación de la cortante basal máxima Dirección x.x Tambo	193
Figura 81 Comparación de la cortante basal máxima Dirección y.y Tambo	194
Figura 82 Comparación de la cortante máxima dirección x.x – Tambo	194
Figura 83 Comparación de la cortante máxima dirección y.y – Tambo	195
Figura 84 Comparación del momento máximo dirección x.x – Tambo	195
Figura 85 Comparación del momento máximo dirección y.y – Tambo	196
Figura 86 Comparación de la fuerza axial máxima dirección x.x – Tambo	196
Figura 87 Comparación de la fuerza axial máxima dirección y.y – Tambo	197
Figura 88 Comparación derivas de entrepiso Dirección x.x- Chilca	197
Figura 89 Comparación derivas de entrepiso Dirección y.y- Chilca	198
Figura 90 Comparación de los periodos de vibración Dirección x.x Chilca	198
Figura 91 Comparación de los periodos de vibración Dirección y.y Chilca	199
Figura 92 Comparación de la cortante basal máxima Dirección x.x Chilca.....	199
Figura 93 Comparación de la cortante basal máxima Dirección y.y Chilca.....	200
Figura 94 Comparación de la cortante máxima dirección x.x – Chilca.....	200
Figura 95 Comparación de la cortante máxima dirección y.y - Chilca.....	201
Figura 96 Comparación del momento máximo dirección x.x – Chilca	201
Figura 97 Comparación del momento máximo dirección y.y – Chilca	202

Figura 98 Comparación de la fuerza axial máxima dirección x.x – Chilca	202
Figura 99 Comparación de la fuerza axial máxima dirección y.y – Chilca	203

Resumen

La investigación parte de la problemática: ¿Cuál es la influencia de la rigidez del suelo en el comportamiento estructural en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo? El objetivo principal es: Determinar la influencia de la rigidez del suelo en el comportamiento estructural en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo; la Hipótesis principal: Siempre, la influencia de la rigidez del suelo, influirá significativamente en el comportamiento estructural en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo. El método de investigación es científico, el tipo es Aplicada, nivel Descriptivo, diseño experimental. La población está delimitada por la implementación de un pabellón en diferentes tipos de suelos.

Los resultados obtenidos por la rigidez del suelo en el comportamiento estructural, son evidentes en comparación con el análisis dinámico modal espectral. Como conclusión principal se determinó que en los suelos de los distritos de El Tambo, Huancayo y Chilca la construcción de pabellones emblemáticos hay variaciones en los resultados que se deben tomar en cuenta para una adecuada interpretación, se recomienda ahondar mas en el estudio de la rigidez del suelo a través de la interacción suelo estructura.

Palabras clave: Rigidez, suelo, estructural, sísmico; edificaciones, educativas., inetraccion.

Abstract

The research starts from the problem: What is the influence of soil stiffness on the structural behavior of educational buildings in the province of Huancayo? The main objective is: To determine the influence of soil stiffness on structural behavior in educational buildings in the province of Huancayo; The main hypothesis: Always, the influence of the stiffness of the soil, will significantly influence the structural behavior in educational buildings in the province of Huancayo. The research method is scientific, the type is Applied, Descriptive level, experimental design. The population is delimited by the implementation of a pavilion on different types of soils.

The results obtained by the stiffness of the soil in the structural behavior are evident in comparison with the spectral modal dynamic analysis. As a main conclusion it was determined that in the soils of the districts of El Tambo, Huancayo and Chilca, the construction of emblematic pavilions there are variations in the results that must be taken into account for an adequate interpretation, it is recommended to delve more in the study of rigidity of the soil through soil structure interaction.

**Keywords: Stiffness, soil, structural, seismic; buildings, educational.,
inetraccion.**

Introducción

La presente investigación está basada en la rigidez del suelo con la interacción de suelo-estructura de una institución educativa, trata de interactuar los diferentes tipos de suelos propios de la ciudad de Huancayo y ver con la interacción específica entre el contacto entre ellos, siendo un punto fundamental en el análisis y construcción de este tipo de estructuras en nuestra ciudad.

La rigidez de una estructura sin poder incluir la masa modifica el movimiento del suelo la cual especialmente por su geometría y la rigidez de los cimientos, formaran una interacción cinemática, ya que estos generaran excentricidades accidentales, teniendo efectos torsionales en edificaciones simétricas.

El objetivo de esta tesis es de determinar la influencia de la rigidez del suelo en el comportamiento estructural en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo.

La investigación para su mayor comprensión fue desarrollada en cinco capítulos, analizados y distribuidos de la siguiente manera:

EL CAPÍTULO I.- El planteamiento del problema, el problema general, los problemas específicos, el objetivo general, los objetivos específicos, la justificación, delimitación y las limitaciones de la investigación.

EL CAPÍTULO II.- Se analiza los antecedentes internacionales, nacionales, el marco teórico, bases teóricas, planteamiento de la hipótesis general y específica.

EL CAPÍTULO III.- Se detalla la metodología empleada de la investigación, las variables independiente y dependiente.

EL CAPÍTULO IV.- Presenta el desarrollo de los resultados donde se realiza los resultados obtenidos en el modelamiento y su proceso de interpretación.

EL CAPÍTULO V.- Se presenta la discusión de resultados, conclusiones y recomendaciones.

Bach. López Cantorin, Kevin Oscar

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Planteamiento del problema

El análisis de estructuras está a cargo de la ingeniera civil en el mundo cuya evaluación tiene que estar acorde con la preparación, ya que estas estructuras tendrán en su interior personas que realizarán trabajos y presentaran un continuo movimiento para la estructura, la cual también estará sometido a movimientos sísmicos propios de nuestra ubicación geográfica en nuestro planeta, ubicados en el cinturón del fuego del pacifico nos hace poner en evaluación sobre la actualidad de nuestras edificaciones institucionales, siendo así el punto de análisis de esta investigación.

En la región Junín, provincia de Huancayo, se efectúan proyectos basados en la Norma E.030 donde estipula criterios y parámetros sismorresistentes, para el modelamiento estructural de edificaciones esenciales-instituciones educativas, se ha considerado en el modelado de los proyectos como bordes empotrados siendo los resultados internos los valores

máximos en cada elemento de la estructura, dejando de lado el análisis de la rigidez del suelo en el análisis estructural.

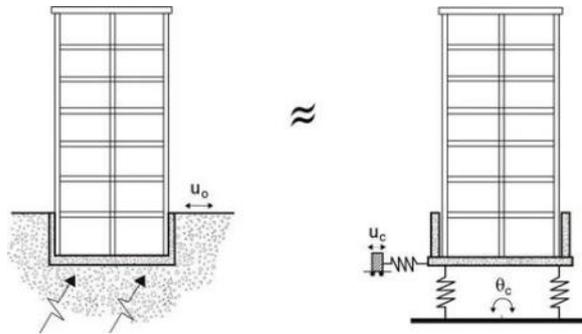


Figura 1: Análisis de la interacción suelo estructura mediante la rigidez del suelo

La problemática planteada para el análisis de interacción suelo estructura mediante la rigidez del suelo a través de sus modelos dinámicos, es que la Norma E0.30 – 2018 considera los bordes como un empotramiento perfecto, no considerando la interacción del suelo con la estructura, en el modelamiento de estructuras es dejado de lado, la rigidez del suelo siendo un punto muy importante y más aún en el análisis de instituciones educativas, ya que, se considera masas traslacionales y rotacionales de cada zapata además de los coeficientes de rigidez en cada dirección.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema general

¿Cuál es la influencia de la rigidez del suelo en el comportamiento estructural en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo?

1.2.2. Problemas específicos

- a) ¿Qué diferencia existen en los resultados del comportamiento estructural mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo?
- b) ¿Qué diferencia existen en los resultados del comportamiento sísmico mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo?

- c) ¿En qué distrito de la provincia de Huancayo influye la rigidez del suelo en su comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas?
- d) ¿Qué modelo dinámico para la rigidez del suelo es el más óptimo en la influencia del comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo?

1.3. Justificación de la investigación

1.3.1. Justificación práctica

“Se pretende en la investigación el poder resolver un problema real y de ser el caso tenga relación con otros problemas prácticos” (Hernández, Fernández, & Lucio, Metodología de la Investigación, 2006).

La presente investigación servirá como una guía para futuras investigaciones sobre modelamientos en estructuras educativas considerando y no la rigidez del suelo, la cual permitirá tener un análisis más real sobre el comportamiento.

1.3.2. Justificación científica

Se recopilará información para luego ser procesada para investigaciones futuras, ya que enriquecerán bases conceptuales, y formara conocimientos sobre la rigidez del suelo y su interacción de la estructura la cual norma como una base fija.

1.3.3. Justificación metodológica

La presente tesis propone tomar instrumentos que permitirán diseñar y elaborar a base de los datos recopilados los cuales serán guiados en mediante parámetros y normas establecidas para poder interpretar los resultados obtenidos, esto de acuerdo a lo descrito por Bernal (2006).

1.4. Delimitación

1.4.1. Delimitación Espacial

La delimitación espacial está delimitada por un pabellón de centro educativo Santa Isabel, que será modelado para los diferentes tipos de suelos propios de nuestra ciudad y en distritos donde se presenta una alta población estudiantil, como son Huancayo, Tambo y Chilca.

1.4.2. Delimitación Temporal

Se desarrollará en el año 2019-2020 ya que para el desarrollo de la investigación se tuvo que realizar estudios en los distritos de Huancayo con mayor población estudiantil lo cual involucro un análisis estadístico y permisos para la intervención en forma de investigación.

1.4.3. Delimitación Económica

Esta investigación presenta una delimitación económica ya que para el desarrollo de la investigación no se realizó ensayos como el SPT la cual nos hubiera permitido desarrollar mejor el comportamiento del suelo y poder encontrar mejor la estratigrafía formada en cada tipo de suelo, por estar fuera del alcance económico del investigador.

1.5. Limitaciones

1.5.1. Limitación espacial

El investigador desarrolló en la investigación basado en las investigaciones del comportamiento suelo estructura, con lo cual nos presenta una limitación espacial donde cubre tres zonas de influencia en la ciudad de Huancayo-Tambo-Chilca.

1.5.2. Limitación temporal

La investigación se desarrolló entre el periodo comprendido del mes de agosto del 2019 al mes de junio del 2020. Siendo 22 meses en el que se ha desarrollado la presente tesis.

1.5.3. Limitación económica

Las limitaciones económicas que presento esta investigación son los estudios especiales para poder mejor el comportamiento suelo en relación a su rigidez y el comportamiento real sobre la estructura apoyada.

1.6. Objetivos de la investigación

1.6.1. Objetivo general

Determinar la influencia de la rigidez del suelo en el comportamiento estructural en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo.

1.6.2. Objetivos específicos

- a) Identificar las diferencias en los resultados del comportamiento estructural mediante el uso del software Etabs en edificaciones

educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo

- b) Identificar las diferencias en los resultados del comportamiento sísmico mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo
- c) Establecer en que distrito de la provincia de Huancayo influye la rigidez del suelo en su comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas.
- d) Establecer el modelo dinámico más óptimo para la rigidez del suelo en la influencia del comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación

2.1.1 Antecedentes Nacionales

(Carhuapoma Meza & Parodi Choccelahua , 2015) presento la tesis de pregrado **Titulado:** Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones a porticadas en el barrio de pueblo nuevo de la ciudad de Lircay, el cual fija como **objetivo general:** Determinar el análisis estructural de la estructura aplicando un modelo tradicional y tener modelos de la interacción sísmica del suelo-estructura. Empleando la metodología realizando un estudio del tipo de suelo y analizar el comportamiento de la estructura, obteniendo como **resultado:** Los resultados estarán definidas por los parámetros establecidos en el reglamento nacional de edificaciones, y finalmente **concluyo:** Se realizaron diferentes modelos dinámicos las cuales con una interacción sísmica suelo-estructurase, se presentó 4 modelos que consideran las propiedades inerciales del suelo como los establecen (Barkan, Ilichev, Sargsian y las normas Rusas).

(Gamarra Gomez, 2014) presento la tesis de pregrado **Titulado:** Análisis de la interacción sísmica suelo-estructura en edificación de albañilería estructural, el cual fija como **objetivo general:** Determinar los modelos de interacción suelo-estructura, considerando las propiedades inerciales y su flexibilidad ante una acción sísmica en la región Junín. Empleando la metodología que recopila estudios preliminares como el comportamiento de la estructura de albañilería y su inercia, obteniendo como **resultado:** Las características propias del suelo permiten tener flexibilidad, su inercia, flexibilidad y finalmente **concluyo:** Para tener un mejor panorama se insertó los parámetros propios de albañilería estructural y el comportamiento de la viga de cimentación para los parámetros de flexibilidad.

(Valderrama Carpio & Meza Rodriguez, 2014) presento la tesis de pregrado **Titulado:** Influencia de la interacción suelo-estructura en la reducción de esfuerzos de una edificación aporticada con zapatas aisladas, el cual fija como **objetivo general:** Realizar un análisis sísmico en la cual no es considerado como una interacción suelo – estructura considerado como una base empotrada con el fin de demostrar que se obtienen con fin de poder obtener los menores esfuerzos para los elementos estructurales, empleando la metodología recopilara estudios preliminares sobre el comportamiento de la estructura de la zona de influencia para luego plantearlas como antecedentes en el estudio obteniendo como **resultado:** Existen esfuerzos en las zapatas las cuales en contacto con la estructura generan momentos torsionales y finalmente **concluyo:** Los desplazamientos que se generan en los entrepisos y a través de las fuerzas internas están sujetas al coeficiente de rigidez.

2.1.2 Antecedentes internacionales

(Jurado Cabañes, 2012) presento la tesis de pregrado **Titulado:** Problemas de interacción suelo estructura en cimentaciones y muros de contención influencia de los fenómenos de despegue y deslizamiento, el cual fija como **objetivo general:** Permitirá aportar como una luz de análisis en el comportamiento de la estructuras cuando son sometidas a cargas o a

movimientos sísmicos, empleando la metodología se realizara un modelo Murosis para movimientos estáticos y luego empleando el programa Veletsos 1 para los análisis dinámicos, obteniendo como **resultado**: Se calcularon presiones hidrostáticas las cuales aumentaron para un modelo de terremoto teniendo luego unas presiones hidrodinámicas y finalmente **concluyo**: Mediante el modelo analizado en la interacción suelo estructura presenta un comportamiento de no linealidad geométrica y también por la linealidad del material.

(Santana Naranjo, 2016) presento la tesis de pregrado **Titulado**: Análisis de los efectos de interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de estructuras enterradas, el cual fija como **objetivo general**: obtener un planteamiento riguroso sobre un modelo directo el cual será justificado sobre un sólido rígido y enterrada en un suelo no deformable, empleando la metodología hará una aplicación sobre el modelo de los elementos de contorno y formar un modelo tipo Winkler menos complicado obteniendo como **resultado**: permitirá obtener un modelo numérico de los elementos en su contorno así como las cargas sísmicas aplicadas y finalmente **concluyo**: Estará constituida por trenes de ondas con la incidencia de un cuerpo viscoelástico en el caso de terrenos deformables.

(Valderrama Carpio & Meza Rodriguez, 2014) presento la tesis de pregrado **Titulado**: Interacción estática suelo estructura análisis con el método de elementos finitos, el cual fija como **objetivo general**: Proponer una modelación del suelo-estructural a puede investigar la interacción a nivel estático y su interacción con la estructura, empleando la metodología se realizara atravez de apoyos fijos donde se tomara en cuenta que los asentamientos y con el efecto de analizar sus reacciones internas obteniendo como **resultado**: Se analizaron el tipo de suelo, en la superestructura y su interfaz al final del modelamiento para cada uno de los materiales y finalmente **concluyo**: Se tomo un suelo con un comportamiento elásticos la cual son tratadas como rocas atravez de programa Mat Lab.

2.2 Marco Conceptual

2.2.1 Rigidez del suelo

La amplificación del movimiento en el suelo está determinada por las propiedades dinámicas del suelo. Entre éstas, la rigidez del suelo y el amortiguamiento son las propiedades claves para el estudio de la respuesta de sitio. Una buena aproximación a la rigidez del suelo se obtiene a partir de:

- Módulo de corte G que se calcula por medio de la velocidad de las ondas sísmicas.
- Módulo de elasticidad del suelo, ξ , muestra la capacidad que tiene el suelo para disipar la energía.
- Coeficiente de balasto: Este parámetro asocia la tensión transmitida al terreno por una placa rígida con la deformación o la penetración de la misma en el suelo, mediante la relación entre la tensión aplicada por la placa “ q ” y la penetración o asentamiento de la misma “ y ”.
- Otras propiedades dinámicas son la densidad ρ y el índice de Poisson ν , pero éstas tienen menor influencia.

Tanto el módulo de corte y el módulo de elasticidad, están en función de un comportamiento sísmico, estos valores se utilizan en el diseño sismorresistente, donde se considera que la base del edificio esta empotrada, pero este es un problema ya que, se obvia la interacción que existe entre el suelo y la estructura, donde se considera la base de nuestro edificio ya no es rígida, sino, que se entiende una rigidez finita en la base de nuestra edificación y a su vez existen fenómenos de amortiguamiento que dependen del suelo y movimiento de la cimentación. La consideración de la flexibilidad de la base de fundación se reemplaza con los coeficientes de rigidez K_x K_z K_ϕ . (Respuesta dinámica de un edificio considerando el efecto interacción suelo-estructura, 2012)

El suelo de cimentación a través de las zapatas, presentan masas traslacionales y rotacionales, además de coeficientes de rigidez en las 3 direcciones.

La rigidez del suelo para su análisis de dará a través de la interacción suelo estructura a través de los modelos dinámicos.

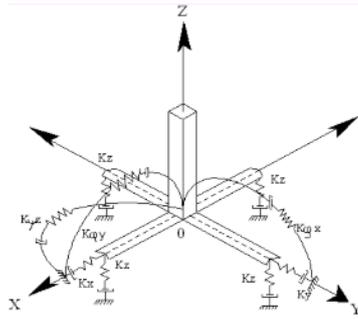


Figura 2 Zapata con coeficientes de rigidez y masas traslacionales y rotacionales

2.2.2 Métodos estadísticos (probabilísticos).

Las primeras experiencias sobre los métodos de teoría probabilística y matemática se relacionan con el año 50 del siglo pasado. Esta orientación ha sido ampliamente desarrollada por los científicos como J. Jauzner, I.I. Goldenblay, V. V. Bolotin, entre otros. Gracias a esos estudios ahora se tiene una idea clara de que los sismos son eventualitos y no estacionarios. Bolotin, describe acerca de la teoría sísmica utilizada para el valor probabilístico de la reacción de las construcciones en los sismos y su duración como estructuras. (VILLAREAL, 2006)

Orientaciones como el valor medio y las funciones correlacionarias; permiten reducir el cálculo matemático y las fórmulas para el análisis estadístico. (Villareal, 2017)

A ello se añade que los modelos dinámicos para la rigidez del suelo, son aproximaciones del comportamiento del suelo a través de su interacción con la estructura.

2.2.3 Interacción suelo-estructura

El movimiento de la superficie del terreno durante un sismo es un dato de gran interés a la hora de proyectar estructuras que hayan de soportar tal sismo. Hoy es difícil predecir con alguna precisión el movimiento sísmico esperado; se puede únicamente adelantar algunas características típicas de ese movimiento. (A.SORIANO, 1989)

Para todo proyecto y proyectista es vital conocer y predecir, como la estructura a desarrollar, se va comportar frente a un sismo de pequeña o

grande intensidad, en la actualidad existe un gran número de investigaciones relativas a la caracterización del movimiento sísmico de la superficie del terreno, con vistas a su posterior utilización en el estudio del comportamiento de equipos y/o estructuras que descansen directa o indirectamente sobre él. El proyecto de estructura frente a acciones sísmicas necesita conocer cuál es el movimiento de la base de la estructura o del terreno inmediatamente adyacente, que evidentemente será distinto del movimiento de campo libre (el movimiento del suelo, libre de la presencia de cualquier estructura) correspondiente; la presencia de la estructura modifica el movimiento. (A.SORIANO, 1989)

El tema que se quiere tratar aquí es precisamente ése: la modificación del movimiento del campo libre debido a la presencia de estructuras en su superficie, tal como se ilustra en la figura.

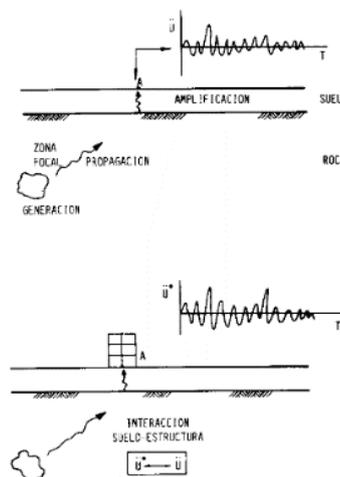


Figura 3 Modificación del movimiento del campo libre debido a la presencia de estructuras

El mecanismo por el cual la presencia de la estructura influye en el movimiento del terreno es conocido bajo el nombre de interacción suelo-estructura.

La interacción suelo-estructura consiste en hacer participar al suelo como parte del análisis estructural, es tomar en cuenta las propiedades elásticas del suelo, es decir, el suelo no es infinitamente rígido, como suele plantearse en la mayoría de análisis, sino que tiene cierto grado de amortiguación y absorbe parte de la energía entregada por el sismo. Esto va a ocasionar que una menor cantidad de energía llegue a la superestructura, generando

variaciones apreciables en el control de desplazamientos laterales y en la distribución de esfuerzos de los elementos estructurales. Por ello es necesario la utilización de modelos dinámicos que consideren en el análisis el trabajo conjunto de suelo-cimentación-superestructura. (Chavez, 2017)

La interacción suelo-estructura considera que la base de nuestro edificio ya no es infinitamente rígida, sino, que existe una rigidez finita en la base de la edificación y a su vez existen fenómenos de amortiguamiento que dependen del suelo y del movimiento de la cimentación, además, al momento de un sismo los asentamientos que se presentan en una edificación son diferentes, ya que la interacción suelo-estructura es un trabajo conjunto suelo-cimentación-superestructura.

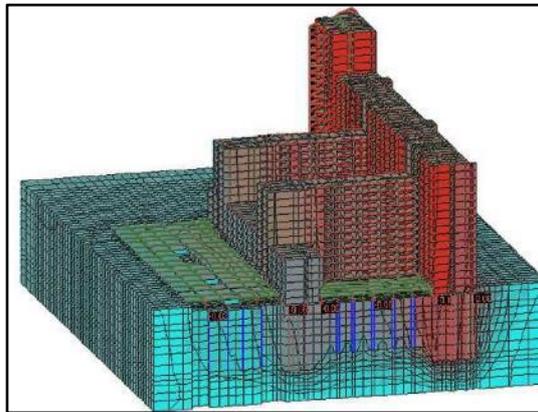


Figura 4 Interacción suelo-estructura

Fuente: (GENNER VILLAREAL CASTRO, 2017)

La interacción suelo-estructura se ve reflejada a través de la retransmisión de esfuerzos hacia la superestructura.

El enfoque tradicional del empotramiento en la base para casos específicos de suelos flexibles está totalmente desterrado, ya es un concepto antiguo, que solamente nos simplifica el cálculo. Hasta para suelos rígidos la interacción suelo-estructura es muy importante. (VILLAREAL, 2006)

Existen dos enfoques de la interacción suelo-estructura:

- GEOTECNICO: Comité TC207 de ISSMGE
- ESTRUCTURAL: Normas de diseño sismo resistente utilizando coeficientes de rigidez

Como este tema es amplio, es conveniente entender lo siguiente:

¿Es importante considerar los efectos de la interacción suelo-estructura en el análisis de edificaciones?

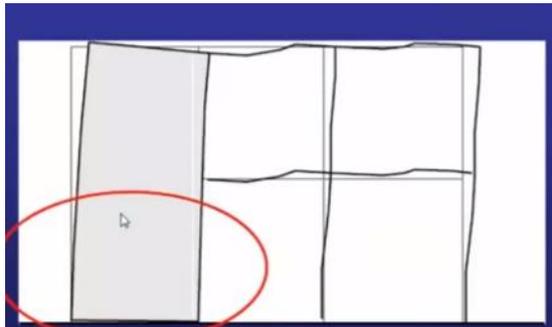


Figura 5 Edificación de base rígida

Fuente: Elaboración propia

Se observa en la edificación de base rígida su respuesta lateral frente a una acción sísmica, sus desplazamientos no son significativos.

Esta edificación de base rígida es la típica para el modelamiento y análisis con la NTP E.030.

Ahora veamos cuando la base se considera flexible:

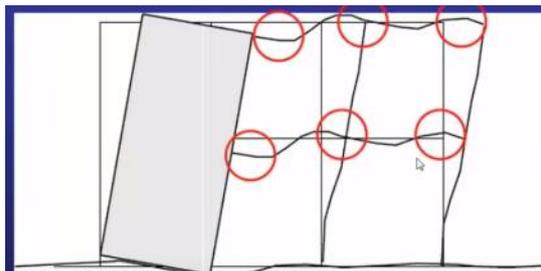


Figura 6 Edificación de base flexible

Fuente: Elaboración propia

Se observa el incremento de los desplazamientos y como conclusión nos da: Al evidenciar la flexibilidad de la cimentación y el desplazamiento, tendremos una reducción de fuerzas, pero al ver esta reducción, tendremos un aumento considerable de los desplazamientos laterales, que afecta en el resultado de las derivas, esfuerzos internos e influye al momento de realizar el diseño.

Este es un caso típico donde evidenciar el fenómeno de interacción suelo-estructura, influye al momento de los análisis, ya que, al no tenerlo en cuenta puede ocurrir que cuando se da el proceso de deformación sísmica pudiésemos tener daños importantes en nuestros miembros estructurales.

A. Vibraciones espaciales en edificaciones

No se ha investigado mucho sobre la interacción sísmica suelo- estructura con un modelo de cálculo único que se base en la dinámica de los cuerpos solidos unidos por conexiones elásticas que son sometidas a cargas axiales que hacen que ocurra una interacción del movimiento en diferentes direcciones espaciales. Esta acción en las conexiones permite que se pierda estabilidad longitudinal y por consecuente la estabilidad de la edificación. La investigación sobre este tema es muy importante para formular modelos de cálculo de edificaciones. Una proyección de edificaciones en zonas sísmicas tiene un gran valor y se considera a los procesos ondulatorios que pasan por la edificación y su base. Las edificaciones pueden crear las ondas secundarias en las bases que incrementan o disminuyen la acción sobre la construcción; esto dependiendo de las magnitudes de los parámetros de cálculo de los suelos y la edificación. El modelo de cálculo puede ser formulado como un sistema de cuerpos solidos que están unidos por conexiones elástica, estos cuerpos solidos modelan las partes de la edificación, cuyas características rígidas son mayores a la rigidez de los otros elementos, los cuales se modelan. Están se modelan como barras o placas. En el cálculo se consideran los tipos de uniones de elementos deformables e indeformables. La acción sísmica debe modelarse en forma de dos vectores de tercera dimensión; uno determina el movimiento de traslación y el otro el movimiento de rotación en base a la fundación. (VILLAREAL, 2006)

Cada cuerpo solido tiene un movimiento que forma el modelo de cálculo y describe el sistema de seis ecuaciones diferenciales no lineales. Estas ecuaciones se solucionan solo para tres casos particulares que determinan las fuerzas extremas y la distribución inercial del cuerpo. La ecuación no lineal linealizadas se transforman en un sistema de ecuaciones lineales con métodos de solución conocidos. El modelo de cálculo para una edificación formada por cuerpo solidos se realiza con las conexiones elásticas que unen a los cuerpos sólidos y se tendrá por esta razón una alta aproximación del trabajo de estas conexiones. (Villareal, 2017)

En los modelos matemáticos de cálculo, aún no se han incluido las propiedades inerciales de los suelos, disipación de energía en la base y edificación, y la rigidez del sistema de cuerpos sólidos con conexiones elásticas (Villareal, 2017)

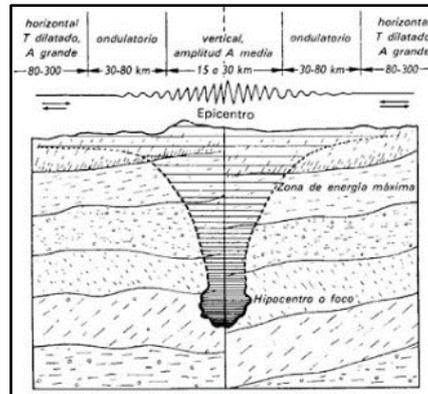


Figura 7 Vibraciones en los suelos

Fuente: (Arnold, Christopher; Reitherman, Robert, 1987)

B. No-linealidad geométrica y física

El problema de la no – linealidad geométrica es actual y se aplica en estructuras flexibles, incluyendo al análisis sísmico. Cuando se trata de no – linealidad física se tienen puntos claro y este problema puede ser formulado considerando las propiedades de los materiales para la construcción, mediante diagramas no – lineales de esfuerzo de formación o fuerza de desplazamiento. (Villareal, 2017)

2.2.4 Interacción sísmica suelo-zapata aislada-superestructura

a) Esquemas de cálculo de edificaciones, considerando la flexibilidad de la base de fundación.

El problema de interacción sísmica suelo estructura permite que haya diferentes formulaciones del problema y de diferentes modificaciones del esquema del cálculo de la edificación analizándolo como un trabajo conjunto.

En la formulación tradicional del cálculo de edificaciones surge la necesidad de una descripción detallada de las condiciones de fijación de los apoyos de la edificación para obtener una formulación correcta de las condiciones de frontera. Para aclarar las principales dificultades, que aparecen en la formulación de tal problema, se necesita analizar el problema más sencillo de interacción suelo-estructura, el de péndulo invertido con masas puntuales a nivel de entresijos. (Villareal, 2017)

Para ello admitimos la concepción de flexibilidad elástica de la base de fundación, llegando al siguiente esquema de fijación de la base del péndulo, donde “c” es el ancho de la cimentación. (Villareal, 2017)

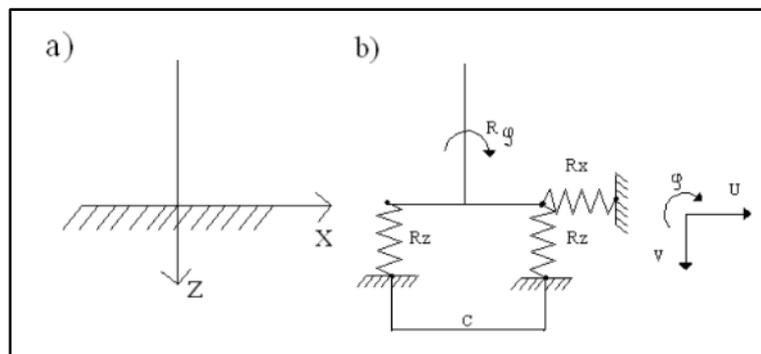


Figura 8 a) esquema tradicional, b) esquema considerando la flexibilidad de la base de fundación

Fuente: (VILLAREAL, 2006)

Se puede observar que las conexiones elástico-flexibles, cumplen con las condiciones de un sistema geoméricamente invariable y surgen las tres fuerzas de reacción:

$$\begin{aligned} R_x &= K_x u \\ R_z &= K_z v \\ R_\phi &= K_\phi \phi \end{aligned}$$

Donde:

K_x, K_z, K_ϕ : coeficientes de rigidez de las conexiones;

u, v: desplazamientos en las direcciones x, z;

ϕ : ángulo de giro.

La Norma Rusa SNIP II-7-81, indica que la etapa de cálculo consiste en la determinación de las frecuencias y períodos de vibración libre.

De acuerdo a la teoría de cálculo dinámico de un sistema con “n” grados de libertad, este se puede resolver con solución de valores propios del siguiente sistema de ecuaciones algebraicas:

$$\begin{aligned}
 &\left(\delta_{11} + \frac{1}{\lambda^2}\right)x_{11} + \delta_{12}x_{12} + \delta_{13}x_{13} + \dots + \delta_{1n}x_{1n} = 0 \\
 &\delta_{21}x_{21} + \left(\delta_{22} + \frac{1}{\lambda^2}\right)x_{22} + \delta_{23}x_{23} + \dots + \delta_{2n}x_{2n} = 0 \\
 &\delta_{31}x_{31} + \delta_{32}x_{32} + \left(\delta_{33} + \frac{1}{\lambda^2}\right)x_{33} + \dots + \delta_{3n}x_{3n} = 0 \\
 &\dots \\
 &\dots \\
 &\delta_{n1}x_{n1} + \delta_{n2}x_{n2} + \delta_{n3}x_{n3} + \dots + \left(\delta_{nn} + \frac{1}{\lambda^2}\right)x_{nn} = 0
 \end{aligned}$$

Donde:

ik δ - coeficientes del sistema de ecuaciones canónicas del método de las fuerzas, que deben de calcularse considerando la flexibilidad de la base de fundación, es decir, su desplazamiento y giro;

ik x - coeficientes de amplitud de las formas libres de vibración.

Los coeficientes ik δ se determinan a través de la siguiente fórmula:

$$\delta_{ik} = \delta_{ik}^0 + \frac{1}{K_x} + \frac{H_i \cdot H_k}{K_\varphi}$$

Donde:

ik δ - coeficientes del sistema de ecuaciones canónicas, determinados a partir de la condición de inexistencia de la flexibilidad de la base de fundación.

i k H, H - distancias hasta las masas puntuales i y k.

Lo específico de la consideración de la flexibilidad del suelo de fundación es determinar los coeficientes del sistema de ecuaciones demostrándolo al aplicar el método de desplazamientos de donde se obtienen resultados análogos, el sistema dinámico con “ n ” grados de libertad, reemplazándose los coeficientes por los coeficientes del sistema de ecuaciones canónicas del método de desplazamientos. (VILLAREAL, 2006)

La consideración de la flexibilidad de la base de fundación se reemplaza con los coeficientes de rigidez K_x K_z K_ϕ .

En la Norma Rusa SNIP II-7-81, las masas de los entrepisos se aplican en los nudos, en ese tipo de esquema se considera que las losas son más rígidas a la flexión. (Anyaipoma Bendezu, 2019)

Se entiende que el problema de flexibilidad de la base de fundación será mucho más complicado. El carácter espacial del trabajo del armazón estructural permite la posibilidad del surgimiento de vibraciones torsionales en las columnas.

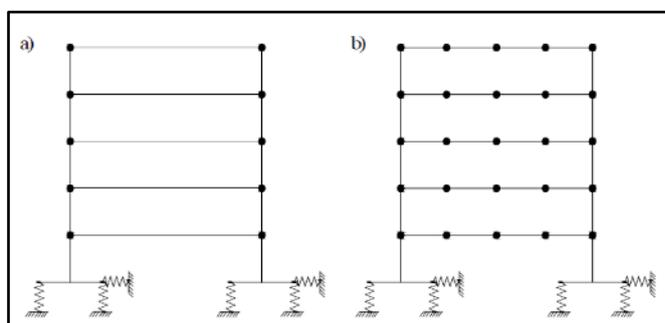


Figura 9 Esquema de cálculo para el caso de aproximación de la estructura en el plano

Fuente: (Carhuapoma Meza, y otros, 2015)

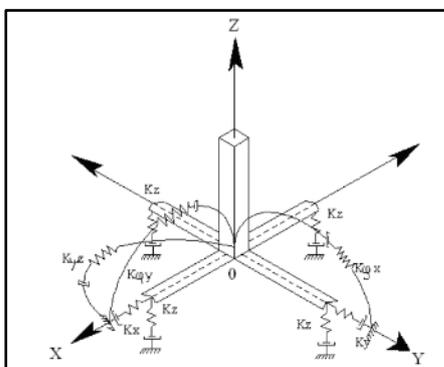


Figura 10 Esquema espacial de cálculo de la cimentación tipo zapata aislada

Fuente: (VILLAREAL, 2006)

El problema principal de la consideración de la flexibilidad de la base de fundación, consiste en la determinación de los coeficientes de rigidez.

K_z - coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme; (kN/m)

K_x, K_y - coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme; (kN/m)

$K_{\phi x}, K_{\phi y}$ - coeficientes de rigidez de compresión no uniforme; (kN.m)

$K_{z\psi}$ - coeficiente de rigidez de desplazamiento no uniforme; (kN.m)

De esta manera, las vibraciones pueden ser descritas parcialmente por:

- vibraciones verticales;
- vibraciones horizontales;
- vibraciones horizontal-rotacionales;
- vibraciones rotacionales alrededor del eje vertical.

Dicho modelo de cálculo está bajo los siguientes principios:

1. La cimentación debe ser analizado como un cuerpo absolutamente rígido.
2. En el sistema dinámico suelo-estructura, la cimentación debe ser descrita como una masa puntual en el centro de gravedad de la zapata aislada.
3. En calidad de acción externa actúa el efecto sísmico.

En la práctica generalmente se dan los datos de un componente de desplazamientos o aceleraciones en el plano horizontal. Por eso, en los cálculos sísmicos el componente externo, se da en forma de vector.

Es necesario la aclaración del algoritmo de solución del cálculo sísmico de edificaciones con zapatas aisladas. (Dr. Villarreal Castro, 2009)

b) Modelo dinámico D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV

Como resultado de investigaciones experimentales cuyo objetivo era determinar los coeficientes de rigidez de cimentaciones, científicos propusieron utilizar las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} K_z &= C_z A \\ K_x &= C_x A \\ K_\varphi &= C_\varphi I \end{aligned}$$

Donde:

C_x : Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme

C_z, C_φ : Coeficientes de compresión elástica uniforme y no 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 coeficientes C_z, C_φ, C_x dependen de las propiedades elásticas del suelo y de otros factores por lo que es necesario analizarlos como ciertas características generalizadas de la base de fundación.

Aunque la concepción de masa "adherida" del suelo, no tiene una repercusión directa, las investigaciones permitieron que se pueda identificar la dependencia de los coeficientes, con la presión estática, que transmite la cimentación a la base. La forma final para determinar los coeficientes de compresión y desplazamiento de la base.

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

Donde:

C_0, D_0 : Coeficientes determinados a través de experimentos realizados para $\rho = \rho_0$

a, b : Dimensiones de la cimentación en el plano

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

Para el coeficiente D_0 , se utiliza la siguiente fórmula: $D_0 = \frac{1-\mu}{1-0.5\mu} X C_0$

Para el cálculo del C_0 se utilizó la siguiente tabla:

Tipo de perfil	Característica de la base de fundación	Suelo	C_0 (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 pulverosa 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 pulverosa, 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

Tabla 1 Coeficientes según tipo de suelo

Fuente: (Villareal, 2017)

El modelo dinámico que se analizó es teórico – experimental y está basado en la interacción de la cimentación con la base de fundación en forma de proceso establecido de vibraciones forzadas. Esto permite críticas a la aplicación del determinado modelo en el cálculo sísmico de edificaciones considerando la interacción suelo-estructura. Esto es mucho más claro, porque el sistema suelo-estructura ante sismos se analiza como un proceso ondulatorio no estacionario. (Anyaipoma Bendezu, 2019)

c) Modelo dinámico V.A. ILICHEV

Este modelo dinámico fue elaborado para ser aplicado en problemas ondulatorios de interacción suelo-estructura, modelado como un semiespacio elástico. El esquema de cálculo de este modelo se aplicaba a problemas de vibraciones verticales de cimentaciones circulares, apoyados sobre un semiespacio elástico isótropo. (Carhuapoma Meza, y otros, 2015)

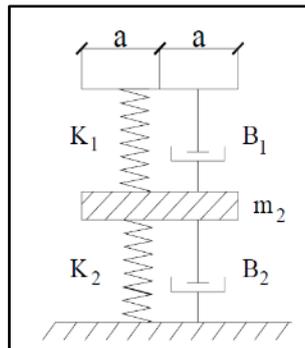


Figura 11 Modelo dinámico V.A. Illichev

Fuente: (Chavez, 2017)

La parte superior del sistema es una placa sin peso, donde el resorte con rigidez K_1 y el amortiguador B_1 modelan el efecto creado por las ondas longitudinales. Los parámetros K_1 y B_1 dependen del radio de la placa, densidad del material del semiespacio y velocidad de las ondas longitudinales; y del coeficiente de Poisson y la velocidad de ondas transversales. A la parte inferior del sistema le corresponde el comportamiento dinámico de la placa ante las ondas transversales y de Rayleigh. Los parámetros m_2 , B_2 , K_2 también dependen de las dimensiones de la placa y densidad del medio, pero a diferencia de los parámetros del sistema superior, dependen de μ y C_2 ; pero no la velocidad de las ondas longitudinales.

El modelo se ha dividido la influencia de las ondas longitudinales en las transversales. Las ondas longitudinales crean una resistencia al movimiento de la placa, que depende del desplazamiento y velocidad. Las ondas transversales y Rayleigh crean una resistencia, la que depende de la aceleración del movimiento de la placa, que tuvo su repercusión en el origen de la masa m_2 . (Carhuapoma Meza, y otros, 2015)

El modelo dinámico descrito fue determinado como un sistema con 1,5 grados de libertad, donde un este era determinado en la parte inferior del sistema y medio grado de libertad se registraba en la parte superior. (Dr. Villarreal Castro, 2009).

Después este modelo se fue generalizando para las vibraciones horizontales y rotacionales de la cimentación, que se apoyaba sobre base elástica con ley de variación lineal de las propiedades de deformación a

través de la profundidad del suelo de fundación. En particular, la variación del módulo de deformación $E(z)$ de la base de fundación, se aproxima a la ley:

$$E_{(z)} = E_0 \left[\operatorname{tg} \psi \cdot \frac{z}{\alpha} + 1 \right]$$

Donde:

E_0 - módulo de deformación del suelo en la superficie;

z - coordenada de la profundidad del suelo de fundación, respecto a su superficie;

ψ - ángulo de fricción interna del suelo;

$\alpha = 1\text{m}$

La aproximación definida, describe la variación de las propiedades de deformación de la base hasta una profundidad $5a$ para las vibraciones verticales, $3a$ para las rotacionales y $2a$ para las horizontales. (Dr. Villarreal Castro, 2009).

$$\text{Donde: } a = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

Los cinco parámetros adimensionales del modelo mecánico de la base con 1,5 grados de libertad, representan una dependencia lineal de raíz de A .

$$Y = Y_0 + Y_1 \operatorname{tg} \psi \cdot \sqrt{\frac{A}{\alpha}}$$

Donde:

Y - cualquier parámetro con índice o sin índice;

$b_{z1}, k_{z1}, b_{z2}, k_{z2}, m_z$: Coeficientes para las vibraciones verticales, donde el amortiguador b_{z1} y la rigidez k_{z1} corresponden a la parte superior del modelo y los coeficientes m_z, b_{z2}, k_{z2} a la parte inferior.

$b_{\phi 1}, K_{\phi 1}, m_{\phi}, b_{\phi 2}, K_{\phi 2}$: parámetros análogos para las vibraciones rotacionales.

$b_{x1}, K_{x1}, m_x, b_{x2}, K_{x2}$: Coeficientes para las vibraciones horizontales.

Los miembros Y_0, Y_1 se determinan por tablas, dependientes del tipo de vibración y coeficiente de Poisson (μ) de la base de fundación.

Tabla 2 Coeficientes en base al coeficiente de Poisson.

μ	b_{0z1}	K_{0z1}	m_{0z}	b_{0z2}	K_{0z2}
0,25	5,34	21,80	2,80	6,21	7,50
0,35	6,44	26,30	3,12	6,90	8,40
0,45	10,53	43,00	3,29	7,50	9,20
μ	$b_{0\phi 1}$	$K_{0\phi 1}$	$m_{0\phi}$	$b_{0\phi 2}$	$K_{0\phi 2}$
0,25	1,36	5,60	1,00	1,60	7,50
0,35	1,63	6,70	1,03	1,70	7,90
0,45	2,50	10,70	0,84	1,60	7,30
μ	$b_{0,x1}$	$K_{0,x1}$	$m_{0,x}$	$b_{0,x2}$	$K_{0,x2}$
0,25	3,10	12,40	1,80	5,20	7,60
0,35	3,10	12,40	1,90	5,70	8,30
0,45	3,10	12,40	2,10	6,40	9,20

Fuente: (Villareal, 2017)

Tabla 3 Coeficientes en base al coeficiente de Poisson

μ	b_{1z1}	K_{1z1}	m_{1z}	b_{1z2}	K_{1z2}
0,25	0,87	3,56	0,56	0,62	2,88
0,35	1,06	4,34	0,62	0,78	3,50
0,45	1,81	7,41	0,69	0,78	3,72
μ	$b_{1\phi 1}$	$K_{1\phi 1}$	$m_{1\phi}$	$b_{1\phi 2}$	$K_{1\phi 2}$
0,25	0,22	1,16	0,12	0,12	1,34
0,35	0,28	1,41	0,16	0,12	1,81
0,45	0,50	1,97	0,16	0,12	1,81
μ	$b_{1,x1}$	$K_{1,x1}$	$m_{1,x}$	$b_{1,x2}$	$K_{1,x2}$
0,25	0,53	2,09	0,28	0,75	1,53
0,35	0,53	2,09	0,31	0,84	1,87
0,45	0,53	2,09	0,37	0,84	1,91

Fuente: (VILLAREAL, 2006)

Los parámetros adimensionales Y se determinan en forma dimensional por las siguientes fórmulas:

Para las vibraciones rotacionales:

$$\begin{aligned}K_{\varphi} &= (C_2)^2 \cdot \rho \cdot k_{\varphi} \cdot a^3 \\B_{\varphi} &= (C_2) \cdot \rho \cdot b_{\varphi} \cdot a^4 \\M_{\varphi} &= \rho \cdot a^5 \cdot m_{\varphi}\end{aligned}$$

Para las vibraciones horizontales (verticales)

$$\begin{aligned}K_{X(z)} &= (C_2)^2 \cdot \rho \cdot k_{X(z)} \cdot a \\B_{X(z)} &= (C_2) \cdot \rho \cdot b_{X(z)} \cdot a^2 \\M_{X(z)} &= \rho \cdot a^3 \cdot m_{X(z)}\end{aligned}$$

Donde:

C_2 - velocidad de propagación de la onda transversal;

ρ - densidad del suelo de la base de fundación.

El modelo analizado puede ser simplificado eliminando la masa cuando el coeficiente de Poisson varía en el intervalo $0 \leq \mu \leq 0,4$. Considerando, que en el modelo analizado las conexiones con rigideces K_1 y K_2 están unidas consecutivamente, en el cálculo vamos a ingresar la rigidez equivalente determinada por la fórmula:

$$K = \frac{K_1 \cdot K_2}{K_1 + K_2}$$

Este modelo dinámico es teórico y está basado en una solución teórica del problema de interacción dinámica suelo-estructura, desde el punto de vista del modelo de semiespacio elástico (Anyaipoma Bendezu, 2019)

d) Modelo dinámico A.E. SARGSIAN

Este modelo dinámico de interacción suelo-estructura, es utilizado para fines académicos, solo se describirán las fórmulas finales, necesarias para los cálculos futuros. (Chavez, 2017)

De acuerdo a tal modelo dinámico, en su análisis se ingresan parámetros cuasi estáticos de rigidez de la base de fundación; que se determinan por las siguientes fórmulas:

$$K_y = \frac{28,8(1-\mu^2)\rho C_2^2 \sqrt{A}}{\pi(7-8\mu)}$$

$$K_\phi = \frac{8,52\rho C_2^2 I}{\sqrt{\pi}(1-\mu)\sqrt{A}}$$

$$K_z = \frac{\rho C_1^2 \sqrt{A}}{\Phi(1-\mu^2)}$$

Donde:

ρ - densidad del suelo de fundación;

A - área de la base de la cimentación;

I - momento de inercia del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración;

$\Phi = 0,833$

1 C - velocidad de propagación de las ondas longitudinales en el suelo de fundación;

2 C - velocidad de propagación de las ondas transversales.

Las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales se pueden calcular por las siguientes fórmulas:

$$C_1^2 = \frac{(1-\mu)E}{(1+\mu)(1-2\mu)\rho}$$

$$C_2^2 = \frac{E}{2(1+\mu)\rho}$$

Donde:

E - módulo de elasticidad de la base de fundación.

e) Modelo dinámico NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87

Los coeficientes 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 $K\phi$, kN.m (T.m) y desplazamiento elástico no uniforme $K\psi$, kN.m (T.m); se calculan por las fórmulas:

$$\begin{aligned} K_z &= C_z A \\ K_x &= C_x A \\ K_\phi &= C_\phi I_\phi \\ K_\psi &= C_\psi I_\psi \end{aligned}$$

Donde:

A - área de la base de la cimentación (m²);

I - momento de inercia (m⁴) 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 (m⁴) 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).

La principal característica elástica de la cimentación, es decir el coeficiente de compresión elástica uniforme C_z , kN/m³ (T/m³), se determina con ensayos experimentales. En caso que no exista dicha información se puede determinar por la siguiente fórmula:

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right)$$

Donde:

b₀ - 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/m²),

A₁₀ = 10m

Los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme C_x , kN/m³ (T/m³); compresión elástica no uniforme C_ϕ , kN/m³ (T/m³) y desplazamiento elástico no uniforme C_ψ , kN/m³ (T/m³); se determinan por las siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned} C_x &= 0,7C_z \\ C_\phi &= 2C_z \\ C_\psi &= C_z \end{aligned}$$

En las propiedades de amortiguación de la base de la cimentación, se deben de considerar las amortiguaciones relativas que se determinan por corridas experimentales. En el caso que no existan datos experimentales, la amortiguación relativa para las vibraciones verticales puede determinarse por las fórmulas:

Para las vibraciones establecidas (armónicas) o conocidas:

$$\begin{aligned} \xi_z &= \frac{2}{\sqrt{p_m}} \\ \left(\xi_z = \frac{0,7}{\sqrt{p_m}} \right) \end{aligned}$$

Para las vibraciones no establecidas (impulsos) o desconocidas:

$$\begin{aligned} \xi_z &= 6\sqrt{\frac{E}{C_z p_m}} \\ \left(\xi_z = 2\sqrt{\frac{E}{C_z p_m}} \right) \end{aligned}$$

Donde:

E - módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación.

C_z - coeficiente de compresión elástica.

p_m - presión estática media en la base de la cimentación.

$$p_m \leq \gamma_{ts} R$$

Siendo:

γ_s - coeficiente de la condición de trabajo del suelo de fundación, asumido 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 suelo de fundación, determinado por la Norma Rusa SNIP 2.02.01-83.

Las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotacionales respecto a sus ejes horizontal y vertical, se pueden determinar por las siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned}\xi_x &= 0,6\xi_z \\ \xi_\varphi &= 0,5\xi_z \\ \xi_\psi &= 0,3\xi_z\end{aligned}$$

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

Para las vibraciones establecidas (armónicas) o conocidas:

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

Para las vibraciones no establecidas (impulsos) o desconocidas, el valor de $z\Phi$ se incrementa en dos veces, en comparación con las establecidas. (VILLAREAL, 2006)

Los módulos de amortiguación para las vibraciones horizontales y rotacionales respecto a sus ejes horizontal y vertical, se pueden determinar por las siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned}\Phi_x &= 0,6\Phi_z \\ \Phi_\varphi &= 0,5\Phi_z \\ \Phi_\psi &= 0,3\Phi_z\end{aligned}$$

2.2.5 Aportes de la interacción suelo-estructura al cálculo estructural

- Mayor exigencia en el control de desplazamiento lateral (se incrementa en comparación con el modelo empotrado en la base)
- Logra una mejor redistribución de esfuerzos (se reducen las fuerzas internas de diseño por sismo si el edificio está correctamente modelado, caso contrario se incrementará).
- Determinan fallas a priori como alabeo en losas
- Se determina con exactitud la ubicación de las rotulas plásticas en columnas (puede generar colapso o daño inesperado)
- Logra una optimización estructural

2.2.6 Cálculo de edificaciones con zapatas aisladas, considerando la interacción sísmica suelo-estructura

a) Objeto de investigación

En la actualidad no existe una concepción única de normatividad de fuerzas sísmicas. La mayoría de países es la intensidad de carga sísmica y se calcula una estructura, determinándolo dependientemente a la fuerza sísmica esperada en el lugar de la construcción y la importancia de la edificación. La fuerza sísmica esperada en la región de construcción se determina por la zona sísmica y se da en mapas de zonificación sísmica, y por medio de los datos sísmicos de las principales regiones habitables. Los datos asumidos de grados de intensidad son las regiones con condiciones intermedias de suelos, por ello, el grado de intensidad se debe de precisar por medio de los mapas de microzonificación sísmica o por medio de las exploraciones geotécnicas o hidrogeológicas. Tal precisión determina la sismicidad de la zona a edificar considerando los datos reales ingeniero-geológicas. (Carhuapoma Meza, y otros, 2015)

La asignación de cálculo sísmico para los diferentes tipos de edificaciones dependiendo de la zona sísmica, se realiza con los puntos correspondientes de las normas de diseño sismo resistente. Al conocer las vibraciones del suelo durante el sismo tienen una característica de tres componentes y las fuerzas sísmicas pueden tener cualquier dirección en el espacio. En la práctica se analizan las vibraciones sísmicas horizontales en los planos principales del edificio, para ello, la norma nos permite calcular las fuerzas sísmicas para estas direcciones en forma separada. (VILLAREAL, 2006)

Generalmente, la influencia de la componente vertical de vibración sísmica es menos considerable y para el cálculo estructural es necesario considerarlo solo para grandes luces. De acuerdo a la zonificación mundial, el Perú está ubicado en una zona de alta sismicidad, que equivale a 9 grados en la escala. (VILLAREAL, 2006)

Como se indicó anteriormente, para el cálculo mediante el uso de acelerogramas, usaron los datos de dos acelerogramas de sismos reales ocurridos en nuestro país, estos son Lima (17.10.1966) y Moyobamba (25.09.2005). Cabe indicar que ambos acelerogramas se diferencian por el espectro de aceleraciones. (Carhuapoma Meza, y otros, 2015)

b) Modelación de la edificación por el programa ETABS – V 2018

Se utilizó el programa informático ETABS v.2018, y se analizó la estructura por el método espectral para sismos.

Al nudo ubicado en el centroide en planta de la zapata se asignaron propiedades de masas y utilizando MASS. Luego se asignan propiedades de los resortes trasnacionales y rotacionales a través del elemento SPRING. Para los modelos dinámicos Barkan, Ilichev y Sargsian se restringieron las rotaciones alrededor del eje vertical, debido a la inexistencia del coeficiente de rigidez $K_{z\psi}$ y para el modelo dinámico Norma Rusa se asignó todas sus propiedades. (Villareal, 2017)

En cada nivel se modeló en el plano horizontal se hace uso de la opción DIAPHRAGM CONSTRAINT, para tomar en cuenta el hecho que el movimiento de los nudos de un piso es dependiente del movimiento del centro de masas de dicho piso. (Villareal, 2017)

Los centros de masas se ubicarán en el centroide del área en planta de cada nivel, sin embargo, para tomar en cuenta que podría presentarse una excentricidad accidental.

Respecto a las masas inerciales, se calcularon las masas trasnacionales y rotacionales:

Factores que se incluyeron en el análisis fueron:

Z = Zona sísmica (zona de mayor intensidad en el Perú)

U = Categoría de la edificación: Común (edificio de viviendas u oficinas)

S = Correspondiente al estrato donde se apoya la zapata:

T s p = Período correspondiente al perfil de suelo

R = Coeficiente de reducción de fuerzas

El programa ETABS V.2018 permite un análisis sísmico dinámico por combinación modal espectral empleando la fórmula denominada COMPLETE QUADRATIC COMBINATION (CQC) la cual incluye el amortiguamiento de la estructura.

El programa ETABS V.2018 dispone de 3 ejes coordenados mutuamente perpendiculares entre sí, denominados 1, 2 y 3; siendo este último paralelo al eje OZ positivo. La orientación de los ejes 1 y 2 se da por medio de un ángulo α positivo según la regla de la mano derecha. (Villareal, 2017)

c) Modelación de la edificación por el programa lira

En la actualidad existe muchos programas informáticos de cálculo estructural que trabajan en el entorno del método de elementos finitos. Usualmente se utilizan los programas informáticos ETABS V.2018 y LIRA v.9.0. Tal elección se fundamenta en que el programa ETABS V.2018 aplica el método espectral de la Norma Peruana de Diseño Sismo resistente E030-2018 y el programa LIRA utiliza el método espectral de la Norma Rusa SNIP II-7-81. (VILLAREAL, 2006)

LIRA es un programa multifuncional, que se utiliza en el cálculo, investigación y diseño estructural para diversas aplicaciones; como edificaciones, construcción de máquinas, puentes, energía atómica, industria petrolífera y en otras. Este programa permite la investigación de diversos tipos de construcciones, sistemas estructurales, estructuras mixtas, estructuras tipo sándwich, etc. El cálculo se realiza ante cargas estáticas y dinámicas. Las cargas estáticas son moldeadas como: puntuales, distribuidas, momentos, variación térmica, asentamiento en los apoyos o desplazamiento de diversas partes de la estructura. Las cargas dinámicas son moldeadas por a la acción de sismos, pulsaciones de viento, vibraciones debido a movimiento de maquinarias, cargas de impacto. El programa Lira también automatiza procesos de proyección estructural y asigna elementos constructivos de elección y comprobación de las secciones metálicas y de concreto armado con sus correspondientes dibujos a nivel de proyecto. Este programa permite analizar la estabilidad del modelo y comprobar la rigidez de las secciones de los elementos. También, realiza cálculos estructurales con la no-linealidad geométrica y física, y modela el proceso constructivo considerando el montaje y desmontaje de sus elementos. El programa LIRA posee los módulos de cálculo dinámico: (Carhuapoma Meza, y otros, 2015)

- a) Módulo 20 - acción sísmica por la Norma Rusa SNIP II-7-81 (01.01.1982)
- b) Módulo 30 - acción sísmica por la Norma Rusa SNIP II-7-81* (01.01.1996)
- c) Módulo 35 - acción sísmica por la Norma Rusa SNIP II-7-81** (01.01.2000)
- d) Módulo 27 - acción sísmica por acelerogramas
- e) Módulo 32 - acción sísmica por la Norma de Armenia II-2.02-94
- f) Módulo 33 - acción sísmica por la Norma de Uzbekistán 2.01.03-96
- g) Módulo 40 - acción sísmica por la Norma Francesa NF P 06-013
- h) Módulo 41 - acción sísmica por el Método de Espectros de Respuesta
- i) Módulo 42 - acción sísmica por la Norma Americana IBC-2000

- j) Módulo 21 - efecto de pulsación del viento por la Norma Rusa SNIP 2.01.07-85
- k) Módulo 22 - efecto de fuerzas de impulso
- l) Módulo 23 - efecto de cargas de impacto
- m) Módulo 24 - vibraciones armónicas
- n) Módulo 28 - vibraciones armónicas considerando zonas de frecuencia
- o) Módulo 100 - análisis modal

2.2.7 Sismicidad y sismo estabilidad en edificaciones

Aplicar la defensa sísmica en las edificaciones es una línea de investigación actual, que tuvo su inicio y desarrollo por las diversas construcciones que no pudieron pasar las pruebas teóricas y experimentales. De la misma manera en teoría sísmica es primordial el carácter de las vibraciones de la edificación en las superficies que tiene contacto con el suelo, dependiendo del carácter de la acción externa. Las vibraciones que se transmiten desde el terreno a la estructura influyen en las vibraciones y dependen de las propiedades dinámicas del suelo y la estructura, lo cual trae consigo la variación de los parámetros y carácter de las vibraciones sísmicas de la edificación. (Anyaipoma Bendezu, 2019)

Por esta razón actualmente, las investigaciones están orientadas a la elaboración de una nueva metodología de cálculo sísmico y de sismoestabilidad de las edificaciones, considerando a las vibraciones de la edificación y a sus elementos aislados. En la actualidad hay muchos científicos que se dedican a este tipo de investigaciones como; A.A. Amosov, Ya.M. Aizenberg, L.A. Borodin, V.V. Bolotin, I.I. Goldenblat, G. Villarreal, entre otros. (Anyaipoma Bendezu, 2019)

El efecto de la interacción suelo-estructura, considerando las propiedades iniciales y la flexibilidad de los suelos basándose en un modelo matemático correcto que resuelva los problemas de contacto dinámico. Pueden surgir problemas en el cálculo, cuando se trabajan con condiciones de fronteras se dan esfuerzos y en la otra parte en desplazamientos, los cuales traen consigo no sólo problemas matemáticos, sino de cálculo informático. (Villareal, 2017) Uno de los métodos de defensa sísmica es el de aislamiento sísmico, que se

refiere como la disminución de la acción sísmica en las edificaciones por medio de la incorporación de aisladores ubicados entre el edificio y la cimentación.

Para calcular las edificaciones con aislamiento sísmica, el modelo de cálculo es un sistema de ecuaciones diferenciales, que se obtienen mediante el método de secciones que permite que se pueda analizar la influencia de los parámetros en el proceso de vibración del modelo de cálculo. (VILLAREAL, 2006)

Debido a la interacción de suelo estructura, se concluyó que el edificio no absorbe la energía del sismo y una parte lo devuelve a la base fundación, siendo los amortiguadores los que se encargan de disipar la energía de retorno.

A raíz de que el sismo es un proceso eventual es necesario considerar a los componentes en forma horizontal y vertical, con los respectivos giros alrededor de cada uno de los ejes. De la misma manera es necesario utilizar reales registrados en el Instituto Geofísico del Perú y que hayan sucedido en la zona o cerca de la misma. (VILLAREAL, 2006)

2.2.8 Trabajo espacial y múltiples componentes de la acción sísmica

En las muy investigadas construcciones antisísmicas se ha llegado a la teoría actual de que el esquema de cálculo normativo sigue lejos de reflejar el trabajo real de las construcciones ante los sismos. En las normas aún se sigue usando un esquema de cálculo de péndulo invertido. Sin embargo, el esquema de cálculo espacial si refleja estado esfuerzo deformación de la edificación.

Estos cálculos requieren el uso de programas informáticos de acorde a sus normas de diseño sismo resistente. En Rusia se usan los programas LIRA, SCAD y STARK; en EEUU se usan SAP2000, ETABS, STAAD y COSMOS; en Francia e Inglaterra el programa ROBOT MILLENNIUM y en otros países los mismos programas, pero adoptados a las normas de cada país. El esquema de cálculo espacial está directamente asociado con la consideración moderna de la acción sísmica en la forma de múltiples componentes.

2.2.9 Errores conceptuales en el análisis sísmico espectral

Existen tres errores conceptuales que están presentes en las normas de diseño sismo resistente por el método espectral, que traen consigo peligro en el diseño y análisis de edificaciones.

El primer error es el uso del modelo lineal invariable desde el inicio hasta el final de la acción sísmica; El segundo es el uso de la aceleración sísmica del suelo como medida de la intensidad del sismo y la tercera es la falta de comprobación práctica de los coeficientes empíricos normativos que se utilizan para medir las fuerzas sísmicas. (Carhuapoma Meza, y otros, 2015)

El modelo de cálculo describe el proceso ante la acción extrema en términos de contenido físico. En este modelo, factores que no influyen en el proceso de cálculo pueden ser no considerados.

Durante años se realizaron ensayos de edificaciones altas, ubicadas en zonas sísmicas sometidas al movimiento de maquinarias pesadas, cargas estáticas, impacto de grandes cargas en el suelo de fundación y cargas sísmicas explosivas, demostrando que el modelo de cálculo de la edificación por el método espectral no considera importantes factores del modelo físico, lo que influye en el trabajo de la estructura ante la acción externa. (Carhuapoma Meza, y otros, 2015)

A continuación, se describen diferencias entre el modelo físico real y el modelo de cálculo normativo:

1. En el modelo físico, el edificio vibra junto al suelo de fundación mientras que en el modelo de cálculo normativo no existe suelo de fundación, ya que solo está orientado a describir el trabajo de la edificación.
2. En el modelo físico de la edificación no-lineal, primero es elástico no lineal y luego elastoplástico debido a la acumulación de daños en el proceso de cambio de los estados límites, sin considerar la carga sísmica de cálculo la aplicación del principio de superposición. Mientras que el modelo de cálculo normativo, se analiza la edificación como linealmente elástica sin considerar

el cambio de parámetros en el proceso de acumulación de daños desde un inicio hasta el final de la acción sísmica y orientada al cálculo de las reacciones sísmicas.

3. El modelo físico es continuo y se pueden observar ondas transversales internas con velocidades entre 50 – 500m/s y las deformaciones, variando los parámetros de modelo hasta los estados límites. El modelo de cálculo normativo es discreto y no permite la posibilidad de movimiento de onda.
4. En el modelo físico no lineal, el factor de amplificación sísmica de la vibración de resonancia no supera el valor de 2 y los periodos de vibraciones libres interrumpidamente se incrementan junto con el incremento de la carga. El método normativo de cálculo por su parte utiliza el grafico espectral C vs T, donde el coeficiente de amplificación sísmica C depende del periodo T de las vibraciones libres del modelo.
5. En el modelo de físico, la acción cinemática impide la vibración de la superestructura por las formas libres de su modelo linealmente elásticos, debido a la gran magnitud de las aceleraciones sísmicas y de desplazamiento del suelo de fundación. En el modelo de cálculo normativo, las fuerzas sísmicas inerciales actúan en las masas, que son calculada al sumar las fuerzas inerciales en las formas de vibración libre de su modelo linealmente elástico.
6. En el modelo físico; dos sismos de diferente intensidad es peligrosos. El sismo es con poca aceleración, pero causa desplazamientos del suelo de fundación. Este tipo de sismo es a causa del peligro sísmico en suelos blandos. En el modelo normativo de cálculo, se remplazan los desplazamientos sísmicos con sus aceleraciones exageradas.

La frecuencia de vibraciones libres de la superestructura de la edificación, se diferencia con la frecuencia de vibración libre del mismo edificio unido con la masa del suelo de fundación. En ensayos dinámicos, el edificio sufrió daños en desplazamientos de grado menor que desplazamientos linealmente elásticos, que se calcularon por el método espectral. (Villareal, 2017)

Los métodos de mecánica estructural para el análisis práctico de estructuras están lejos de reflejar el trabajo real de la construcción. Esto puede ser debido que mucha vez la mecánica estructural toma solamente la forma externa del cálculo en la cual no se utiliza las condiciones reales del cálculo. El método espectral no solo es insuficiente, sino que la aplicación de varios coeficientes empíricos, cuyos valores no tienen un contenido físico real y no pueden ser medidos experimentalmente.

La falta de relación entre el método espectral y los ensayos experimentales se han convertido este método en solo una referencia debido a que un buen método normativo no puede estar fundamentado en bases conceptuales erradas. (VILLAREAL, 2006)

2.2.10 Efecto del reforzamiento estructural en edificaciones, considerando la interacción suelo-estructura

El movimiento sísmico de entrada sobre el sistema suelo-estructura cambiará, y debido a la amplificación del movimiento en campo libre, la cimentación en su movimiento rectilíneo uniforme, en muchos casos será mayor que el movimiento de control surgiendo un componente de cabeceo en la estructura la cual no es un buen indicador.

Para Safak (1995), citado por Espinoza (2019), sostiene que:

“La presencia del suelo en el modelo dinámico final hará al sistema más flexible disminuyendo a frecuencia fundamental y modificando también la forma del modo de vibración siendo el modo fundamental el más influenciado”.

Por ende, el cabeceo introducido en la base afectará la respuesta, principalmente en la parte superior de una estructura alta reduciéndose los valores de las fuerzas laterales, el cortante basal y los momentos de volteo calculados para la estructura supuesta con base rígida e incrementándose a los desplazamientos laterales.

Se tiene que en cualquier análisis de interacción suelo-estructura es muy importante determinar si se produce pérdida de energía por radiación de ondas, ya que, la radiación de energía de las ondas que se propagan lejos de

la estructura originara un incremento del amortiguamiento efectivo del sistema dinámico final.

De los muchos efectos contrarios se tiene que es complejo determinar de antemano si los efectos de interacción disminuirán o no la respuesta sísmica.

2.2.11 Tiempo de servicio de las edificaciones construcciones

Según (VILLAREAL, 2006) en su libro interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas menciona que:

A través de la norma SNIP 2.01.07-85 “Influencia y cargas” se considera un coeficiente de seguridad a través del nivel de responsabilidad de las edificaciones y construcciones. Los niveles de responsabilidad se pueden dividir en:

Superior. Edificaciones y construcciones que pueden traer serias consecuencias económicas, sociales y ecológicas (reservorios para petróleo y sus derivados con capacidad mayor a 10000m³, tuberías magistrales, edificaciones industriales con luces mayores a 100m, construcciones con alturas mayores a 100m y edificaciones y construcciones únicas).

II – Normal. Edificaciones y construcciones de uso masivo (viviendas y departamentos, edificios públicos, fábricas y construcciones agrícolas).

III – Bajo. Construcciones sociales (invernaderos, pabellones de verano, depósitos y construcciones auxiliares).

Los niveles de responsabilidad de las edificaciones y construcciones deben de considerarse para determinar su tiempo de servicio, reservándose un tiempo suficiente para las reparaciones hasta el estado límite, posterior al cual la construcción ya no es posible seguir usándola, siendo muy peligrosa por su estado físico de desgaste y su reconstrucción es económicamente inadecuada. Las partes principales de una edificación o construcción deben de conservar su seguridad de funcionamiento durante todo el período de vida útil. (Villareal Castro, 2017)

Ninguna de las normas, ni documentos directivos, determinan el tiempo de servicio de las edificaciones y construcciones. Los primeros en hacerlo fueron los soviéticos en el año 1981 a través del NIIZHB GOSSTROYA, quienes

determinaron el tiempo de servicio para edificaciones y construcciones (T) a través de la fórmula:

$$T_s = \frac{100}{P_{a.r.}}$$

Donde: P_{ra} – porcentaje de amortizaciones anuales para la renovación completa de la edificación o construcción.

Por todo lo expuesto el tiempo de servicio de las edificaciones y construcciones, responde no solo a su construcción y mantenimiento, sino que los factores externos tienen un rol importante, estos factores no se pueden anticipar; en la siguiente tabla se muestra el tiempo de servicio en años de diferentes tipos de edificaciones.

Tabla 4 Tiempo de servicio de las edificaciones y construcciones, considerando el nivel de responsabilidad

N°	Grupos y tipos de edificaciones y construcciones	Tiempo de servicio en años
Edificaciones industriales y no industriales		
1	Edificios altos (más de 25 pisos)	250
2	Edificios públicos (hasta 24 pisos)	200
3	Edificio industrial con luz mayor a 100m	150
4	Edificio industrial de varios pisos (mayor a 2) y de un solo piso con armazón de concreto armado y/o metálico, con cobertura metálica, de concreto armado u otro material de alta resistencia y con un área mayor a 5000m ²	100
5	Igual, pero de 1 o 2 pisos y con un área menor a 5000m ²	80
6	Edificación de 1 piso sin armazón, con columnas metálicas o de concreto armado y con cubierta del mismo u otro material	60
7	Edificio de varios pisos para fines tecnológicos (fábricas y otros)	60
8	Edificación de 1 solo piso sin armazón, con columnas de concreto armado o de madera y con cubierta del mismo u otro material	40
9	Edificaciones de madera, con armazón, con paneles y con construcciones exteriores de concreto, hojas metálicas u otros	20
10	Edificaciones diversas como pabellones de verano, kioscos, invernaderos, depósitos y otros	10
Viviendas		
11	Edificaciones con armazón metálico o de concreto armado, entresijos de concreto armado, paredes de paneles o ladrillo (ancho 2,5 - 3,5 ladrillos)	140
12	Edificaciones públicas con paredes de bloques prefabricados o ladrillos con espesor 1,5 - 2,5 ladrillos, entresijos de concreto armado, concreto o madera	125
13	Edificaciones con paredes de bloques prefabricados, monolíticas de concreto ligero, con entresijos de concreto armado, concreto o madera	100
14	Edificaciones con paredes mixtas	50
15	Edificaciones con materiales pobres	30
16	Edificaciones con armazón ligera	15

Fuente: Norma SNIP 2.01.07-85

Los tiempos de servicio que se muestran en la tabla 6, tienen carácter de recomendación de proyectistas y contratistas.

Para casos más cotidianos como son las edificaciones y construcciones de concreto armado los tiempos de servicio se recomienda no menor a 50 años.

2.2.12. Comportamiento estructural

Las fuerzas y momentos a los que una estructura puede estar sujeta se clasifican en dos tipos; fuerzas externas o internas.

Fuerzas externas: Son las acciones de otros cuerpos sobre la estructura en cuestión. Para el propósito de análisis, por lo general, es más conveniente

clasificarlas como fuerzas aplicadas y fuerzas de reacción. Las fuerzas aplicadas son normalmente llamadas cargas, tienden a mover la estructura y son normalmente conocidas en el análisis. Las fuerzas de reacción, o reacciones, son las fuerzas ejercidas por los apoyos sobre la estructura y tienen una función de evitar su movimiento y mantenerla en equilibrio.

Fuerzas internas: Son las fuerzas o momentos que se ejercen en un elemento o parte de la estructura sobre el resto de ellas; se desarrolla dentro de esta y mantiene sus partes juntas.

Se clasifican en:

A. Fuerza axial de la estructura

Una fuerza axial es una fuerza que actúa directamente sobre el centro axial de un objeto en la dirección del eje longitudinal. Estas fuerzas pueden ser de compresión o de tensión, dependiendo del sentido en el que se ejerza la fuerza.

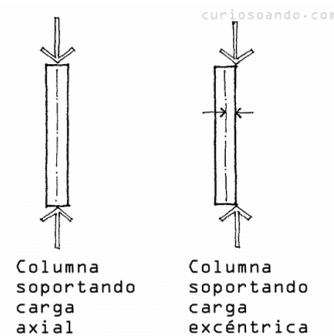


Figura 12 Fuerza axial del elemento estructural

Fuente: (Blanco Blasco, 1994)

Cuando una fuerza axial actúa lo largo del eje longitudinal y este eje pasa por el centro geométrico del objeto, será además una fuerza axial concéntrica. En caso contrario será una fuerza axial excéntrica.

Aunque, ¿qué es una carga axial en estructuras?

La carga axial es la fuerza que va dirigida paralelamente al eje de simetría de un elemento que conforma una estructura. Si la línea de acción de la fuerza axial coincide con el eje de simetría que pasa por el centroide del elemento considerado entonces se dice que es una carga o fuerza axial concéntrica.

Además, una de las partes importantes para entender una fuerza axial es el concepto de centro geométrico y de centro axial.

El centro geométrico es un punto dentro del espacio delimitado por la forma del objeto y que es el centro perfecto de su masa, en otras palabras, desde este punto encontraremos la misma cantidad de masa del objeto en cualquier dirección.

El eje axial de un objeto va de un lado a otro del objeto pasando por el llamado centro axial. Esta línea depende de la forma del objeto y no de su masa. Por tanto, el centro axial y el centro geométrico pueden coincidir en el mismo punto o puede que no.

Cuando una fuerza actúa directamente sobre el centro axial en paralelo al eje longitudinal, coincida o no con el centro geométrico, es una fuerza axial.

Una fuerza axial actúa comprimiendo o tensionando (estirando) el eje axial en dos direcciones opuestas. Una fuerza axial, por tanto, no hace moverse al objeto. Lo comprime o lo tensiona, pero no lo mueve.

B. Momento y cortante máximo de la estructura

Un diagrama de fuerzas cortantes o un diagrama de momentos flexionantes es una gráfica que muestra la magnitud de la fuerza cortante o momento flexionante a lo largo de la viga.

La fuerza cortante es positiva cuando la parte situada a la izquierda de la sección tiende a subir con respecto a la parte derecha.

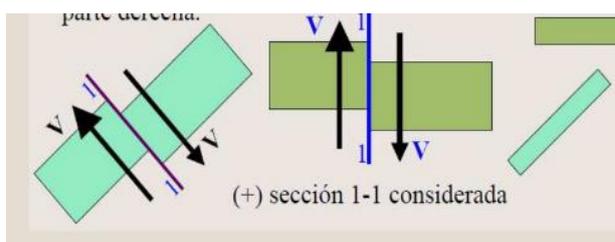


Figura 13 Fuerza cortante del elemento estructural

Fuente: https://www.frro.utn.edu.ar/repositorio/catedras/quimica/3_anio/mecanica_electrica/ESFUERZO_DE_CORTE_Y_MOMENTO_FLEXOR.pdf

El momento flector es positivo cuando considerada la sección a la izquierda tiene una rotación en sentido horario.

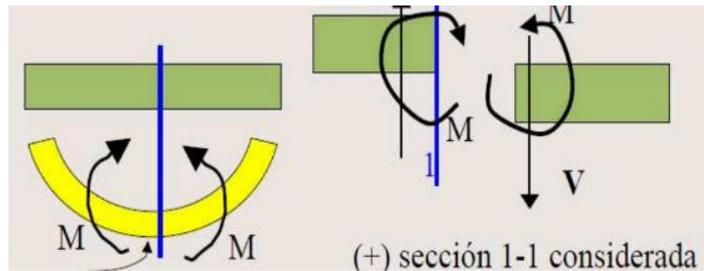


Figura 14 Momento máximo de un elemento estructural

Fuente: https://www.frro.utn.edu.ar/repositorio/catedras/quimica/3_anio/mecanica_electrica/ESFU_ERZO_DE_CORTE_Y_MOMENTO_FLEXOR.pdf

C. Momento torsor de la estructura

El momento torsor de la estructura lo relacionaremos con el criterio de irregularidad estructurales en planta de la Norma E030-2018. Donde en el tabla N°09 en el apartado de irregularidad torsional, detalla que se presenta cuándo en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de ellos extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga.

Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepisos es mayor que 50% del desplazamiento permisible según los límites de la distorsión de entrepiso.

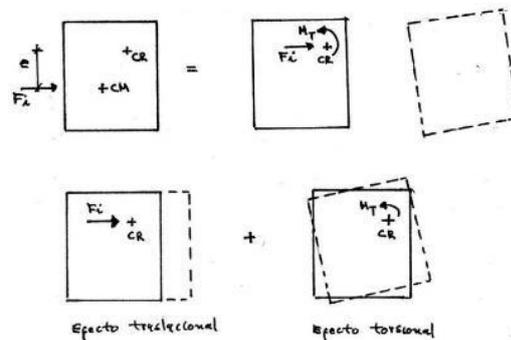


Figura 15 Momento torsor de la estructura

Fuente: <https://www.construccionenacero.com/blog/ndeg-15-metodos-de-analisis-sismico-iii-efectos-de-torsion>

2.2.13. Comportamiento sísmico

A. Período de vibración

La respuesta sísmica de un sistema elástico de un grado de libertad depende de su frecuencia de vibración ω , o lo que es lo mismo, depende

de su período de vibración $T = 2\pi/\omega$. Esto se refleja en que la respuesta máxima de un sistema a un temblor varía principalmente con el período de vibración. La representación gráfica de esta vibración se denomina espectro de respuesta, según descrito como espectro de respuesta elástica. Se ha visto también anteriormente que los sistemas de varios grados de libertad pueden caracterizarse para fines de estudiar su respuesta a sismos, por medio de sus períodos y frecuencias naturales de vibración, y que, en particular dado que el primer modo es el que tiene mayor participación, el primer período es la característica dinámica más importante en definir el comportamiento de una estructura ante temblores. En concordancia con lo anterior, los reglamentos de construcción estipulan espectros de diseño cuyas ordenadas dependen del período de vibración; por tanto, hay que recalcar que las fuerzas de diseño que deben adoptarse para una estructura pueden modificarse en forma significativa controlando las variables que influye en el período fundamental de vibración. (López Yarango, Jorge Santiago; Godiño Poma , Francisco; Rupay Vargas, Marcos Josué;, 2018)

Como hemos descrito en el apartado de vibraciones libres, los períodos de vibración de una estructura se calculan a partir de los valores de las masas y rigideces de las mismas; más explícitamente dependen de la relación de masas a rigideces, como se nota en la fórmula para calcular el período de un sistema de grado de libertad ($T = 2\pi/\sqrt{M * K}$). El proyectista tiene en general, poca libertad para modificar la masa del edificio, aunque las diferencias que se tiene según el material que se escoge para la estructura no son despreciables. (López Yarango, Jorge Santiago; Godiño Poma , Francisco; Rupay Vargas, Marcos Josué;, 2018)

Mucho mayor es la amplitud en que se puede variar la rigidez lateral, principalmente dependiendo del sistema estructural que se elige, el cual puede ser relativamente flexible, a base de marcos, o muy rígido, con abundancia de contravientos o muros de rigidez.

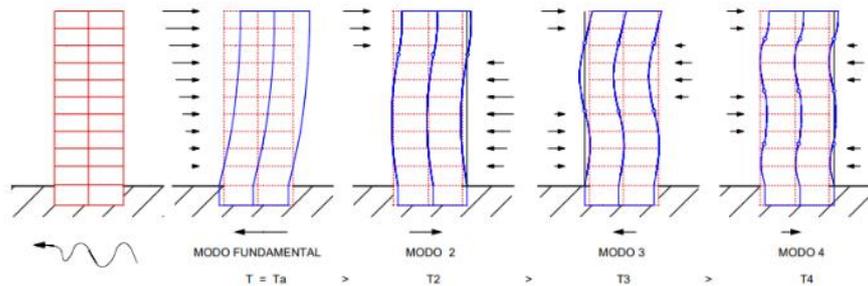


Figura 16 Periodo de vibración de una estructura

Fuente: Domínguez Caicedo, Mauricio *Períodos de vibración de las edificaciones*.

Revista de Arquitectura e Ingeniería, vol. 8, núm. 2, agosto, 2014

B. Cortante basal máxima de la estructura

La fuerza cortante basal de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determina por la expresión:

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

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor del 80% calculado según el modelo para el análisis considerado. (Vásquez Bustamante, 2019)

Si fueran necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se escalan proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, exceptos los desplazamientos. (Vásquez Bustamante, 2019)

Cuando se escala los resultados implica aumentar la sesión de los elementos estructurales, al hacer ello se implica las fuerzas de inercia de la estructura, que son el producto de la masa por aceleración.

La aceleración es el cambio de velocidad en función del tiempo, y es una función de la naturaleza del temblor.

La masa es una característica del edificio, Puesto que las fuerzas son de inercia, por lo general un aumento en la masa produce un aumento de fuerza, de allí la virtud inmediata del uso de la construcción de peso ligero como un enfoque del diseño sísmico.

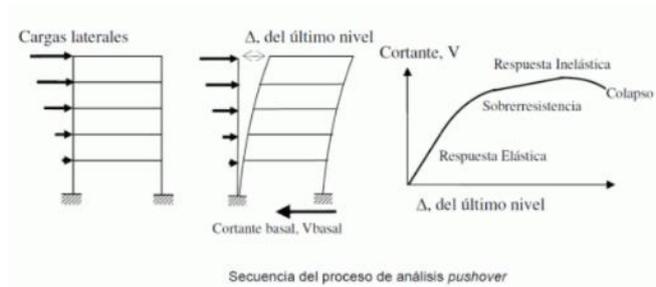


Figura 17 Cortante basal de la estructura

Fuente: <https://saavedraonline.wordpress.com/2016/10/29/verificacion-del-cortante-basal-segun-covenin-1756-2001/>

C. Distorsión de entrepisos

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico por las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico. (Vásquez Bustamante, 2019)

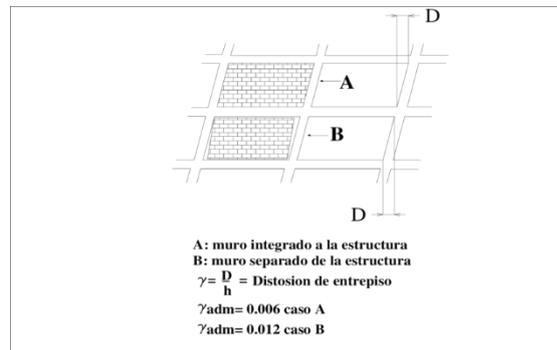


Figura 18 Distorsión de una estructura

Fuente: https://www.researchgate.net/figure/Distorsiones-admisibles-de-entrepiso_fig10_37613129

2.2. Definiciones de términos

Acelero gramas

Registro de la aceleración correspondiente al movimiento del suelo o vibraciones de una estructura producto de una alteración dada como excitación del terreno en investigaciones geológicas o geotécnicas, una explosión nuclear, o un terremoto. (Geotecnia Online, 2020).

Sismicidad

Término que describe la actividad sísmica en una cierta área geográfica.

Sismos: Serie de vibraciones de la superficie terrestre generadas por un movimiento brusco y repentino de las capas internas (corteza y manto).

Periodos de vibración: Para un cuerpo sujeto a una vibración, tiempo requerido para dar una oscilación en la dirección que se está considerando; una estructura rígida tiende a oscilar rápidamente y con un período de vibración corto, mientras que una flexible tiende a oscilar más lentamente y su período es más largo.

Desplazamientos: Distancia que existe entre la posición final e inicial de un movimiento (o de una parte del movimiento). Un desplazamiento siempre se representa sobre una línea recta. Esto quiere decir que tiene una dirección que coincide con esa línea recta.

Edificaciones: Construcciones realizadas artificialmente por el ser humano con diversos pero específicos propósitos. Las edificaciones son obras que diseña, planifica y ejecuta el ser humano en diferentes espacios, tamaños y formas, en la mayoría de los casos para habitarlas o usarlas como espacios de resguardo.

Centros de masas: El centro de masa es una posición definida en relación a un objeto o a un sistema de objetos. Es el promedio de la posición de todas las partes del sistema, ponderadas de acuerdo a sus masas.

Para objetos rígidos sencillos con densidad uniforme, el centro de masa se ubica en el centroide.

Estructura: Conjunto de elementos, unidos, ensamblados o conectados entre sí, que tienen la función de recibir cargas, soportar esfuerzos y transmitir esas cargas al suelo, garantizando así la función estático-resistente de la construcción.

Fuerza axial: Es una fuerza que actúa directamente sobre el centro axial de un objeto en la dirección del eje longitudinal. Estas fuerzas pueden ser de compresión o de tensión, dependiendo de la dirección de la fuerza.

Rigidez: Capacidad de resistencia de un cuerpo a doblarse o torcerse por la acción de fuerzas exteriores que actúan sobre su superficie.

Cimentación: Es un grupo de elementos estructurales y su misión es transmitir las cargas de la construcción o elementos apoyados a este al suelo distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible ni produzcan cargas zonales.

Suelos de fundación: Se denomina suelo de fundación a la capa de suelo a la estructura del pavimento, preparada y compactada como fundación para el pavimento.

Flexibilidad: Capacidad de doblarse un cuerpo fácilmente y sin que exista peligro de que se rompa.

Diseño sismorresistente: Elementos y características que definen la estructura antisísmica de un edificio. Configuración del edificio. Escala. Simetría. Altura. Tamaño horizontal. Distribución y concentración de masas. Densidad de estructura en planta. Rigidez. Piso flexible. Esquinas. Resistencia Perimetral. Redundancia. Centro de Masas. Centro de Rigideces. Torsión. Periodo propio de oscilación. Ductilidad. Amortiguamiento. Sistemas resistentes.

Amortiguamiento: Se define como la capacidad de un sistema o cuerpo para disipar **energía cinética** en otro tipo de energía. Típicamente los amortiguadores disipan la energía cinética en **energía térmica** y/o en energía plástica (e.g. atenuador de impactos), es decir, la función de un amortiguador es recibir, absorber y mitigar una **fuerza** tal, ya sea porque se ha dispersado o porque la **energía** se ha transformado de forma que la fuerza inicial se haya hecho menor. Cuanto mejor sea la amortiguación de la **fuerza** inicial, menor será la fuerza recibida sobre el punto final.

Energía de disipación: La disipación de energía se logra mediante la introducción de dispositivos especiales en una estructura, con el fin de reducir las deformaciones y esfuerzos sobre ella. Estos dispositivos reducen la demanda de deformación y esfuerzos producidos por el sismo mediante el aumento del amortiguamiento estructural. Como resultado los esfuerzos inducidos por el sismo en la estructura pueden ser hasta un 50% menores que los correspondientes a la estructura sin disipadores, reduciendo sustancialmente las incursiones inelásticas (daño) de la estructura.

Fuerza cortante: Es el esfuerzo interno o resultante de las tensiones paralelas a la sección transversal de un prisma mecánico como por ejemplo una viga o un pilar. Se designa variadamente como T , V o Q .

Momento flector: A un momento de fuerza resultante de una distribución de tensiones sobre una sección transversal de un prisma mecánico flexionado o una placa que es perpendicular al eje longitudinal a lo largo del que se produce la flexión.

Coefficiente de rigidez: Son magnitudes físicas que cuantifican la rigidez de un elemento resistente bajo diversas configuraciones de carga. Normalmente las rigideces se calculan como la razón entre una fuerza aplicada y el desplazamiento obtenido por la aplicación de esa fuerza.

Piso blando: Planta cuya rigidez lateral es inferior a la de las plantas superiores. También llamado piso débil.

Zona espectral: Es un examen de un rango de frecuencias o cantidades relacionadas, como la energía. La representación obtenida mediante el análisis espectral se denomina espectrograma.

No-linealidad geométrica: Un análisis no lineal es aquel que considera el comportamiento tenso-deformacional de los materiales y la no linealidad geométrica, descartando de manera directa el principio de superposición. En las estructuras de hormigón, el comportamiento elástico-lineal difiere en gran medida del observado experimentalmente, especialmente cuando éstas se

encuentran bajo niveles elevados de carga. Esto se debe a los fenómenos intrínsecos de los materiales que componen a estas estructuras (e.g. fisuración del hormigón, plastificación del acero, etc.), su interacción y su proceso constructivo.

Superestructura: La superestructura es la parte de una construcción que está por encima del nivel del suelo.

Rotulas plásticas: Una rótula plástica es un dispositivo de amortiguación de energía, que permite la rotación de la deformación plástica de la conexión de una columna, de manera rígida. En la teoría estructural, la viga de ingeniería o rótula plástica se usa para describir la deformación de una sección en una viga donde se produce la flexión de plástico.

Alabeo: Es la distorsión que sufre una losa tomando una forma curvada hacia arriba o hacia abajo encorvando sus bordes.

2.3. Formulación de Hipótesis

2.3.1. Hipótesis general

Ho= Nunca, la influencia de la rigidez del suelo, influirá significativamente en el comportamiento estructural en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo.

H1= Siempre, la influencia de la rigidez del suelo, influirá significativamente en el comportamiento estructural en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo.

2.3.2. Hipótesis específicas

Hipótesis específicas "A"

Ho= No, existen diferencias significativas en los resultados del comportamiento estructural mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo

H1= Si, existen diferencias significativas en los resultados del comportamiento estructural mediante el uso del software Etabs en

edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo.

Hipótesis específicas “B”

Ho= No, existen diferencias significativas en los resultados del comportamiento sísmico mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo.

H1= Si, existen diferencias significativas en los resultados del comportamiento sísmico mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo.

Hipótesis específicas “C”

Ho= En ningún, distrito de la provincia de Huancayo influye significativamente la rigidez del suelo en su comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas.

H1= En todos los, distrito de la provincia de Huancayo influye significativamente la rigidez del suelo en su comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas.

Hipótesis específicas “D”

Ho= Ningún, modelo dinámico para la rigidez del suelo es el más óptimo en la influencia del comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo

H1= Todos los modelos dinámicos para la rigidez del suelo son los más óptimos en la influencia del comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo

2.4. Variables

2.4.1. Definición conceptual de las Variables

Rigidez del suelo

La rigidez del suelo es una medida cualitativa en base a las resistencias en las deformaciones en el tramo elástico el cual contemplará la capacidad del elemento estructural pueda soportar los esfuerzos para grandes deformaciones.

Comportamiento estructural

El comportamiento estructural de una edificación será dentro de un análisis numérico el cual aplicado con la recopilación de datos producto del modelamiento en el Etabs, además nos sirve como predicción del desempeño de una estructura ante las cargas externas y/o efectos externos, además cada una de sus partes debe ser diseñada y construida para resistir las sollicitaciones sísmicas según la norma E.030. donde se debe analizar el periodo fundamental de vibración en ambas direcciones principales, fuerza cortante en la base empleada para el diseño en ambas direcciones y los desplazamientos máximos del último nivel y el máximo desplazamiento relativo de entrepiso.

2.4.2. Definición Operacional de la Variable

Variable Independiente

Rigidez del suelo

La rigidez del suelo es la variable independiente, debido que es la causa y de acuerdo al análisis se medirá el grado de influencia en las variables dependientes. El procesamiento de datos será netamente numéricos obtenidos por los modelos dinámicos para la rigidez de suelo Barkan, Ilichev, Sargsian y la norma rusa, basados en el estudio de mecánica de suelos.

Variable dependiente

Comportamiento estructural

El comportamiento estructural de la edificación es la variable dependiente, debido que se medirá en este el supuesto efecto, esto se dará a través de asignar o variar distintos valores. El cual se determinará en función de los resultados obtenidos en el modelamiento, con lo cual los valores numéricos procesados nos permitirán interpretar y determinar el comportamiento de la estructura.

2.4.3. Definición Operacional de la Variables

VARIABLE INDEPENDIENTE (X): RIGIDEZ DEL SUELO

(CUADRO DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLE)

Tabla 5 Cuadro de operacionalización de Variable Independiente

VARIABLE	DEFINICIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	UNIDAD	INSTRUMENTO
Rigidez del suelo	La rigidez del suelo es la variable independiente el cual se va obtener con el procesamiento de datos, los cuales serán netamente numéricos obtenidos por los modelos dinámicos para la rigidez del suelo, el cual se considera en el análisis de flexibilidad del suelo de fundación a través de la interacción suelo-estructura y se considera al suelo como un elemento de disipación de energía	Características del suelo de fundación	Análisis del suelo	Estudio de mecánica de suelos	Estudio de mecánica de suelos
			Coefficiente de poisson	Tablas	Tablas
			Coefficiente de balasto	Tablas	Tablas
			Módulo de elasticidad	Tablas	Tablas
		Interacción suelo-estructura	Masas traslacionales y rotacionales de las zapatas	Dimensiones de las zapatas	Aplicación de fórmulas
			Modelo dinámico para la rigidez del suelo Barkan	Modelos matemáticos	Software Etabs 2018
			Modelo dinámico para la rigidez del suelo Sargsian	Modelos matemáticos	Software Etabs 2018
			Modelo dinámico para la rigidez del suelo Ilichev	Modelos matemáticos	Software Etabs 2018
			Modelo dinámico para la rigidez del suelo Norma rusa	Modelos matemáticos	Software Etabs 2018

Fuente: Elaboración propia

VARIABLE DEPENDIENTE (Y): COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

(CUADRO DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLE)

Tabla 6 Cuadro de operacionalización de Variable dependiente- Comportamiento estructural

VARIABLE	DEFINICION	DIMENSIONES	INDICADORES	INSTRUMENTO
Comportamiento estructural	El comportamiento estructural de la edificación es la variable dependiente el cual se determinará en función de los resultados obtenidos en el modelamiento, con lo cual los valores numéricos procesados nos permitirán interpretar y determinar los resultados de este.	Fuerza axial máxima de los elementos estructurales	Modelamiento estructural	<u>SOFTWARE ETABS 2018</u>
		Momento máximo de los elementos estructurales	Modelamiento estructural	<u>SOFTWARE ETABS 2018</u>
		Cortante máxima de los elementos estructurales	Modelamiento estructural	<u>SOFTWARE ETABS 2018</u>
		Momento de torsión de la estructura	Modelamiento estructural	<u>SOFTWARE ETABS 2018</u>

			Periodos de vibración	<u>SOFTWARE ETABS 2018</u>
		Comportamiento sísmico	Cortante basal máximo	<u>SOFTWARE ETABS 2018</u>
			Modelamiento estructural	<u>SOFTWARE ETABS 2018</u>

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Método de investigación

La presente investigación es de método Científico con un enfoque Cuantitativo, por que presenta un énfasis en los resultados numéricos obtenidos en el proceso de la recopilación de datos.

3.2. Tipo de investigación

Según los análisis de los resultados de la investigación es Descriptiva Comparativa, ya que se analiza a través de cuadros comparativos sobre los resultados y se podrá obtener una breve descripción para cada uno de ellos, en relación a su análisis establecido.

Según Bernal (2006).” *Cuando se pretende resolver un problema científico es difícilmente que las investigaciones sean puras, ya que generalmente se combinan entre si los diferentes tipos de investigación*”.

3.3. Nivel de la investigación

El desarrollo de la investigación tiene como Nivel de investigación Descriptiva según (Hernández, Fernández y Baptista, 2010). *“Se pretende dirigir en un fenómeno de causa – efecto, aplicando una exploración en la descripción citada.”*
El nivel de la investigación va a referir el grado de la profundidad con la que se podrá abordar el fenómeno a través de un evento del estudio. En la presente

investigación es Descriptiva donde se analizará y calculará sus datos para poder diagnosticar y hacer un proceso de resultados.

3.4. Diseño de la investigación

Según (Hernández, Fernández y Baptista, 2010). Se conceptualiza como “Estrategia desarrollada al objetivo de poder obtener una información válida y útil en la investigación”. El diseño de la investigación es No experimental ya que las variables estudiadas son fijas donde de este proceso se analizará los parámetros sísmicos, regularidad de la estructura, el tipo de suelo, derivas de entrepiso y esfuerzos de los elementos estructurales. Con lo cual se tiene una investigación longitudinal la cual será evaluada a través del tiempo.

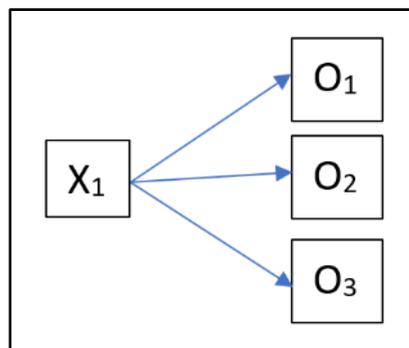


Figura 19 Comparación Estadística

Fuente: Fernández, Hernández & Bautista

Donde:

X = El grupo del trabajo, siendo el quien tiene el manejo de la investigación (Variable independiente o variable dependiente).

O₁, O₂, O₃ = Medición de la variable.

La presente investigación es No experimental por los siguientes puntos:

a) Se ha presentado un modelamiento estructural del Bloque E de tres pisos
Primer piso: Laboratorio de química, laboratorio de biología, laboratorio de física, salón de usos múltiples 1,2 y 3, servicio higiénico y escalera de acceso al segundo piso, segundo piso: Aulas 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11 y 12, servicio higiénico y escalera de acceso al segundo piso, Tercer piso: Aulas 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23 y 24, servicio higiénico.

b) El techo para cada nivel de entrepiso, planteadas como losas aligeradas de concreto apoyadas sobre vigas, las cuales con las columnas y placas forman los

pórticos de concreto armado en ambas direcciones, la edificación tiene un área de 24m x 21.70m.

- c) El suelo de cimentación tiene una capacidad portante de 3.50 kg/cm². Según la información recibida de las características físicas del terreno, se considera como solución zapatas aisladas - conectadas mediante una viga de conexión para que tome los efectos de momento flector por sismo, la cimentación será de concreto armado apoyado sobre un suelo debidamente compactado.

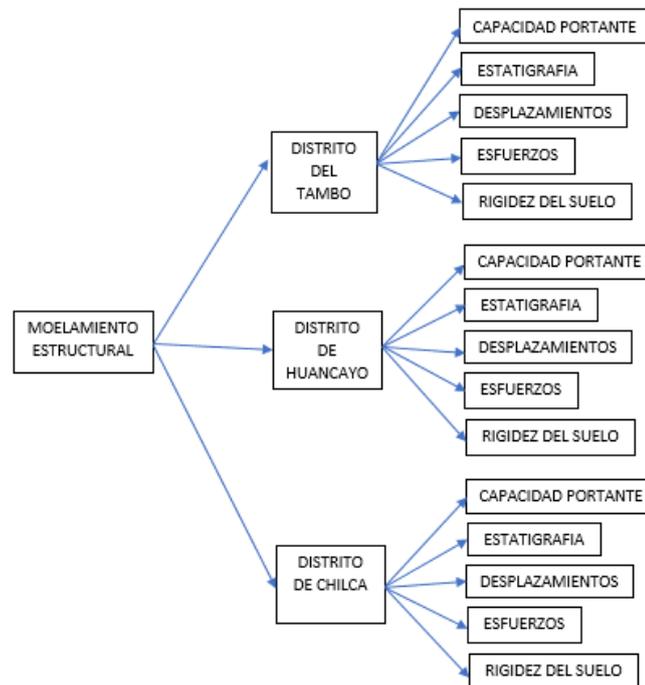


Figura 20 Unidad del análisis

Fuente: Elaboración propia

3.5. Población y muestra

3.5.1. Población

La población investigada en el presente estudio son las edificaciones de centros educativos de la provincia de Huancayo.

3.5.2. Muestra

La muestra es de acuerdo al método no probabilístico intencional, en este caso corresponde el modelamiento del Bloque del colegio emblemático Santa Isabel y poder determinar su comportamiento en los diferentes tipos de suelos de nuestra ciudad, cuyo detalle es el siguiente:

- a) La edificación tiene un área de 24m x 21.70m
- b) Bloque de tres pisos.
- c) Zapatas aisladas - conectadas mediante una viga de conexión para que tome los efectos de momento flector por sismo
- d) La cimentación será de concreto armado
- e) La edificación en planta es de forma rectangular.
- f) La dirección principal X tiene 3 vanos de 8m de longitud
- g) La dirección secundaria Y tiene 5 vanos espaciadas.
- h) Altura de piso a techo: 3.50 m.
- i) Altura de alfeizares: $h = 1.50$ m

3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

De acuerdo a Bernal (2006) *“Las técnicas de investigación dependen del método y el tipo de investigación”*, las cuales se han considerado:

3.6.1. Caso de la Investigación

Para el desarrollo de la investigación el poder determinar el comportamiento estructural, su interacción suelo estructura, se ha tomado en cuenta que para el bloque E de tres pisos el cual ha interactuado con los suelos de los distritos de Huancayo (Av. Uruguay y Jr. Santa Isabel), El Tambo (Jr. Arequipa y el Jr. Sebastián Lorente) y Chilca (Sub Sector 10 entre Av. Arterial y José) para ver como es el comportamiento de las estructura con la rigidez del suelo en los distritos más congestionados y de una alta densidad estudiantil.

3.6.2. Técnicas de la Investigación

Para el desarrollo de la investigación se ha planteado una estadística descriptiva el cual debido a que hemos usado los datos numéricos los cuales fueron obtenidos, expresados y procesados mediante el programa ETABS (evaluando su desempeño sísmico en las edificaciones, ya que para esta investigación se ha tomado en cuenta el uso del bloque y se ha considerado el estudio preliminar de cada estructura.

3.6.3. Instrumentos de la obtención de los datos de la Investigación

El método de la investigación se ha basado para diversos instrumentos los cuales permiten la recopilación para diferentes aéreas involucrados en el problema de la investigación:

- a) **Observacional**, permite que la técnica de visualización de los hechos, en esta observación nos permite poder conocer mejor la información de forma más clara y concreta.
- b) **Recopilación**, es un proceso de la investigación en cual realiza una búsqueda de casos de la muestra que se va a evaluar en la investigación.
- c) **Formatos**, sirve para poder definir la manera más codificada una obtención de datos para luego ser procesados mediante un software el cual definirá la salida de los resultados al ser analizados e interpretados.

3.7. Procesamiento e interpretación de datos

Para la información obtenida de los estudios preliminares se ha tenido con recopilación de datos los siguientes puntos:

3.7.1. Características del pabellón o bloque a analizar

Presenta las siguientes características arquitectónicas:

- a) Presenta dimensiones de 24.00 metros x 21.70 metros.
- b) Bloque de 3 pisos.
- c) Su uso será educación de nivel secundario.
- d) Presenta 7 ambientes en el primer piso.
- e) Presenta 12 aulas y un servicio higiénico en el segundo piso.
- f) Presenta 12 aulas y un servicio higiénico en el tercer piso.
- g) Los techos son de losas aligeradas.
- h) Los pórticos son distribuidos de la siguiente manera:
 - 1-1': 3.85 m
 - 1'-2: 3.85 m
 - 2-3: 6.30 m
 - 3-3': 3.85m
 - 3'-4: 3.85m

- i) La altura del piso a el techo es de 3.50 m.
- j) Las alturas de los alfeizares es de 1.50 m.

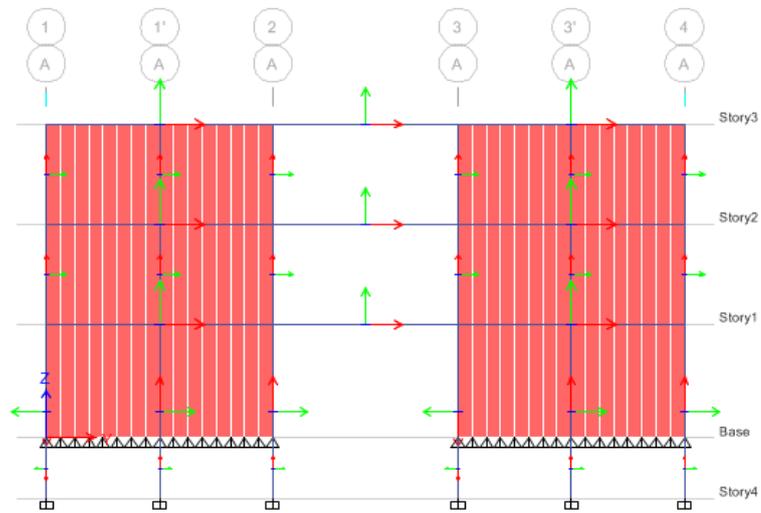


Figura 21 Configuración de la elevación
Fuente: Bach. López Cantorin, Kevin Oscar

3.7.2. Características del suelo del distrito de El Tambo (I.E. Mariscal Castilla)

Para el análisis de la rigidez del suelo con la estructura en este distrito se ha planteado en el espacio educativo actual del colegio I.E. Mariscal Castilla ubicada en la dirección (Jr. Arequipa y el Jr. Sebastián Lorente).



Figura 22 Imagen satelital de I.E. Mariscal Castilla
Fuente: Google Earth Pro

Para el cual se ha obtenido los siguientes resultados:

- a) Se ha realizado una calicata de 3.00 metros de profundidad.

- b) En el análisis estratigráfico se ha obtenido una clasificación de suelo GP el cual según la clasificación SUCCS refiere (Gravas mal graduadas con presencia de arena con un porcentaje mínimo de material fino).
- c) En todo el material se presenta grava al 75.57%, arena en 21.11%, material fino en 3.32%, no presenta Limite líquido, no presenta límite Plástico.
- d) Se ha obtenido un peso específico de $\gamma_m = 1.95 \text{ gr/cm}^3$.
- e) El ángulo de Fricción es de $\Phi = 30.14$.
- f) Con una cohesión de $C = 0.002 \text{ kg/cm}^2$.

3.7.3. Características del suelo del distrito de Huancayo

Para el análisis de la rigidez del suelo con la estructura en el distrito de Huancayo se ha planteado en el espacio educativo actual del colegio "Santa Isabel" ubicada en la dirección (Av. Uruguay y Jr. Santa Isabel).



Figura 23 Imagen satelital de I.E. Santa Isabel

Fuente: Google Earth Pro

Para el cual se ha obtenido los siguientes resultados:

- a) Se ha realizado una calicata de 3.00 metros de profundidad.
- b) En el análisis estratigráfico se ha obtenido una clasificación de suelo GP en una profundidad de 1.40 metros el cual según la clasificación SUCS refiere (Gravas mal graduadas con presencia de arena con un porcentaje mínimo de material fino y limos).
- c) Para una profundidad de (1.40 metros a 3.00 metros) se ha obtenido una clasificación de suelo GM según la clasificación SUCS.
- d) En todo el material se presenta grava al 54.17%, arena en 37.22%, material fino en 8.61%, 23.89% de Limite líquido y 21.68% de límite Plástico.

- e) Se ha obtenido un peso específico de $\gamma_m = 1.82 \text{ gr/cm}^3$.
- f) El ángulo de Fricción es de $\Phi = 33.45$.
- g) Con una cohesión de 0.000 kg/cm^2 .

3.7.4. Características del suelo del distrito de Chilca

Para el análisis de la rigidez del suelo con la estructura en el distrito de Chilca se ha planteado en el espacio educativo actual del colegio I.E. N° 30155 Francisco Bolognesi ubicada en la dirección (Sub Sector 10 entre Av. Arterial y José).



Figura 24: Imagen satelital de I.E. N° 30155 Francisco Bolognesi
Fuente: Google Earth Pro

Para el cual se ha obtenido los siguientes resultados:

- a) Se ha realizado una calicata de 3.00 metros de profundidad.
- b) En el análisis estratigráfico se ha obtenido una clasificación de suelo CL en una profundidad de 2.00 metros se ha encontrado una napa freática.
- c) Para la clasificación SUCS del tipo de suelo refiere (Limos orgánicos de baja plasticidad o mediano, gravas, arcillas, arenas con presencia de limos y arcillas magras).
- d) En todo el material se presenta grava al 5.00%, arena en 13.43%, material fino en 81.57%, 34.21% de Limite líquido y 19.92% de límite Plástico.
- e) Se ha obtenido un peso específico de $\gamma_m = 1.28 \text{ gr/cm}^3$.
- f) El ángulo de Fricción es de $\Phi = 15.26$.
- g) Con una cohesión de 0.134 kg/cm^2 .

Luego de obtener los datos preliminares, procedemos:

- a) Análisis preliminar: Estructuración y predimensionamiento

- b) El análisis sísmico de la estructura considerando: Análisis sísmico estático y dinámico modal espectral.
- c) Análisis considerando la rigidez del suelo; de donde se obtiene las características del suelo de fundación y las masas traslacionales y rotacionales de las zapatas.
- d) Modelos dinámicos para la rigidez del suelo-Distrito de Huancayo, considerando la interacción suelo-estructura
- Modelo dinámico Ilichev
 - Modelo Dinámico Sargsian
 - Modelo dinámico Barkan
 - Modelo dinámico Norma Rusa
- e) Modelos dinámicos para la rigidez del suelo-Distrito de Tambo, considerando la interacción suelo-estructura
- Modelo dinámico Ilichev
 - Modelo Dinámico Sargsian
 - Modelo dinámico Barkan
 - Modelo dinámico Norma Rusa
- f) Modelos dinámicos para la rigidez del suelo-Distrito de Chilca, considerando la interacción suelo-estructura
- Modelo dinámico Ilichev
 - Modelo Dinámico Sargsian
 - Modelo dinámico Barkan
 - Modelo dinámico Norma Rusa
- g) Comparación de resultados

CAPITULO IV

RESULTADOS

4.1. RESULTADOS – ANALISIS PRELIMINAR

El desarrollo del presente documento se fundamenta en 7 segmentos; para una mejor visualización se presenta el organigrama que derivan de la presentación de los Objetivos (Principal y Secundarios).

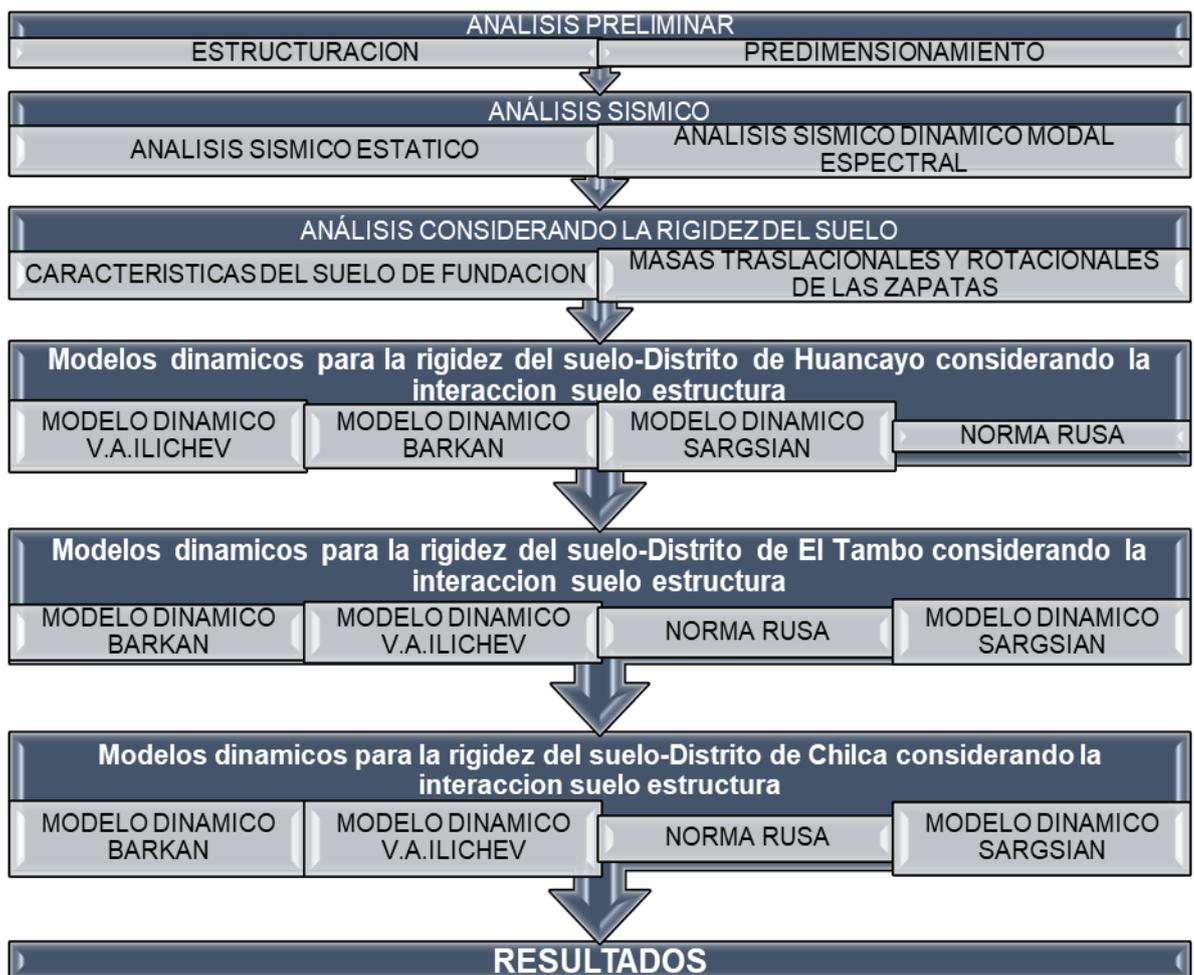


Figura 25 Organigrama para el análisis y resultados

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, se describen los siguientes ítems:

4.1.1. ESTRUCTURACION

La edificación está planteada con un sistema estructural dirección x-x de muros estructurales de concreto armado, en la dirección y-y de estructuras de albañilería. El techo para cada nivel de entrepiso, planteadas como losas aligeradas en dos direcciones de concreto apoyadas sobre vigas y columnas, la edificación tiene un área de 24m x 21.70m.

El sistema sismo-resistente está definido en función al sistema estructural dirección x-x de muros estructurales, en la dirección y-y de estructuras de albañilería, estos sistemas estructurales son los que aportan rigidez a la estructura, de esta forma se ha controlado el desplazamiento lateral de entrepiso exigido en el RNE, E.030. Además, sus elementos estructurales están en la capacidad de absorber los esfuerzos y cortantes que derivan por las cargas sísmicas.

La edificación a analizar se considera como solución zapatas aisladas - conectadas mediante una viga de conexión para que tome los efectos de momento flector por sismo, la cimentación será de concreto armado apoyado sobre un suelo debidamente compactado

La edificación en planta es de forma casi cuadrada, en la dirección principal X tiene 3 vanos de 8m de longitud y en la dirección secundaria Y tiene 5 vanos espaciadas de la siguiente forma:

- 1-1': 3.85 m
- 1'-2: 3.85 m
- 2-3: 6.30 m
- 3-3': 3.85m
- 3'-4: 3.85m

Mientras en elevación la altura es la siguiente:

Altura de piso a techo: 3.90 m

Altura de la zapata: $h = 2.15\text{m}$

El análisis se efectuó, considerando solo los elementos estructurales que aportan rigidez a la estructura tales muros de albañilería, placas de concreto, columnas y vigas.



Figura 26 Configuración en Planta

Fuente: Elaboración propia

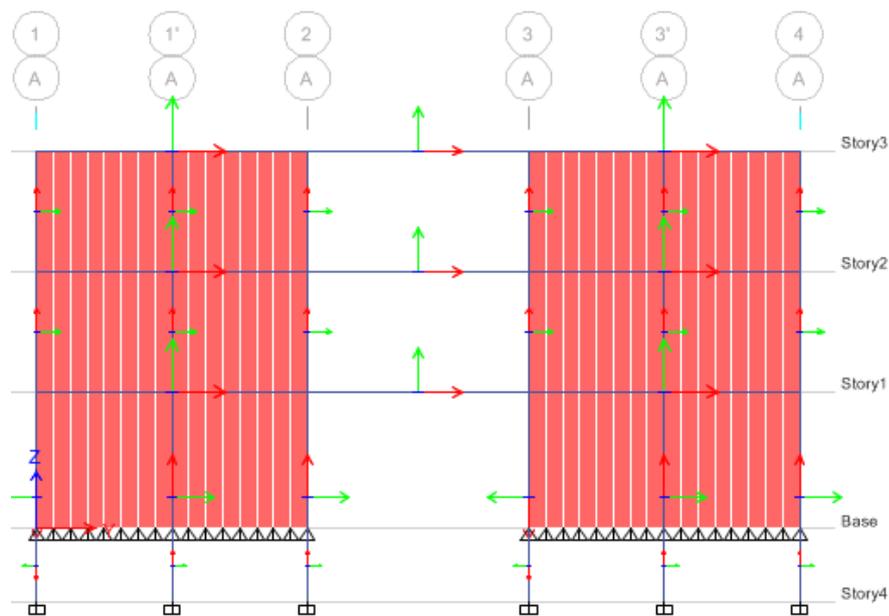


Figura 27 Configuración en Elevación

Fuente: Elaboración propia

4.1.2. PREDIMENSIONAMIENTO

A. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA ALIGERADA

Los aligerados armados en dos direcciones se usan generalmente cuando se tienen paños más o menos cuadrados y de luces mayores a los 6 mt. (Blasco Blanco, 2009).

En estos casos se puede considerar:

H=25 para luces comprendidas entre 6.5 y 7.5 mts

H=30 para luces comprendidas entre 7 y 8.5 mts

O hay otra forma mediante este cálculo:

$$h = \frac{LL}{30}$$

Dónde:

- LL: Luz libre máxima de la losa aligerada.

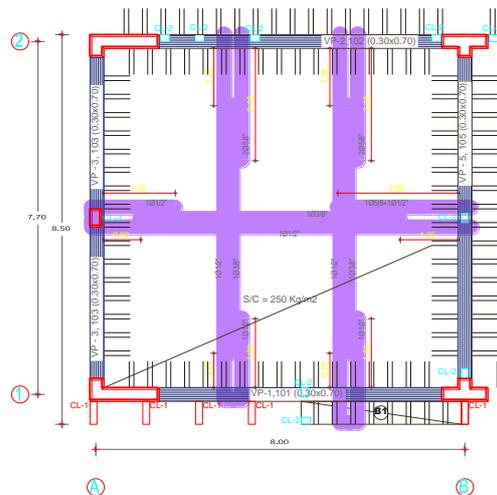


Figura 28 Losa en 2 direcciones

Fuente: Elaboración propia

La luz libre es la más crítica de ambas direcciones (x-y).

Espesor = Luz Libre / 30 = 7 / 30 = 0.23m

Se decidió emplear una losa aligerada en dos direcciones de 25 cm de espesor.

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

B. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre.

A criterio el ancho es menos importante que el peralte, pudiendo variar entre 0.3 a 0.5 de la altura.

Según la normativa, las vigas que pertenezcan a un pórtico resienten a las acciones sísmicas, deberá contar con un ancho no menor a 25cm, pero, este no es el caso, ya que tenemos un sistema estructural dual.

Al tener una losa en dos direcciones las vigas que se va predimensionar va tener la misma sección en ambas (x-y), ya que van a proporcionar rigidez lateral y resistencia en ambas direcciones.

Dónde:

h: Peralte de la viga.

LL: Luz libre entre ejes.

b: Base de la viga.

Para vigas principales: $b \times h = 0.30m \times 0.70m$

Tabla 7 Vigas principales

VIGA PRINCIPAL	
LL=	7
$h=LL/12$	0.58
$h=LL/10$	0.70
USAR h=	0.70
b=	30.00
VYY	30X70

Fuente: Elaboración propia

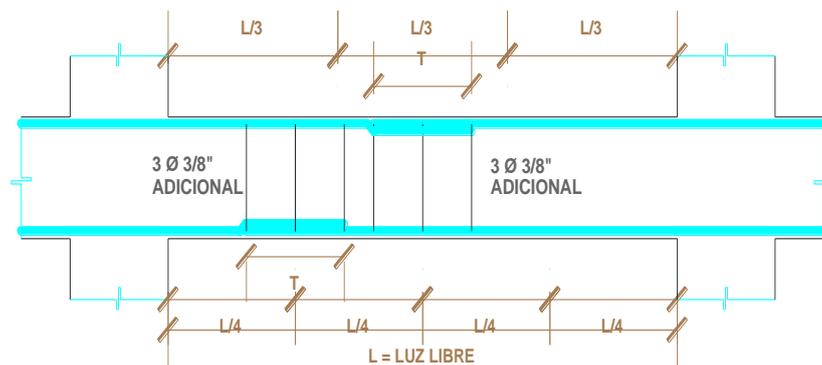


Figura 29 Esquema del armado de una viga

Fuente: Elaboración propia

En el proyecto se va considerar vigas chatas en la dirección y-y en el área de los pasadizos, debido al diseño arquitectónico.

Tabla 8 Viga chata

VIGA CHATA	
LL=	6.13
$h=LL/12$	0.51
$h=LL/10$	0.61
USAR h=	50.00
b=	25.00
VYY	25X50

Fuente: Elaboración propia

$b \times h = 0.25m \times 0.50m$

C. PREDIMENSIONAMIENTO COLUMNA

Consideramos los siguientes requisitos de dimensionamiento, según la norma ACI:

Las columnas al ser sometidas a carga axial y momento flector, tienen que ser dimensionados considerando los dos efectos a la vez, para evaluar cuál de los 2 es el que gobierna en forma más influyente el dimensionamiento.

La edificación que se va a evaluar es de pocos pisos, pero de luces importantes, es posible que los momentos produzcan excentricidades importantes y se busque una sección con más peralte para la dirección donde el momento es crítico.

Por carga de servicio:

Tabla 9 Predimensionamiento de Columna por carga de servicio.

Columnas Centradas
Area columna = $P \text{ (servicio)} / 0.45f'c$
Columnas Excentricas y Esquinadas
Area de columna = $P \text{ (servicio)} / 0.35f'c$
Siendo: <ul style="list-style-type: none">- $P \text{ (servicio)} = P \cdot A \cdot N$<ul style="list-style-type: none">o Edif. Categoría A: $P=1500 \text{ kg/m}^2$ (Ver E-030)o Edif. Categoría B: $P=1250 \text{ kg/m}^2$o Edif. Categoría C: $P=1000 \text{ kg/m}^2$- A: Area Tributaria- N: Número de pisos

Fuente: Elaboración propia

Entonces:

- **PARA LA COLUMNA CL-4 (EXCENTRICA)**

- **Tabla 10 Columnas CL-4**

COLUMNAS CL-4		
fc=	210.00	kg/cm ²
At=	16.87	m ²
N° Pisos=	3.00	
Area Columna=	1032.86	cm ²
A=	25	cm
B=	41.31	cm
USAR A=	25	cm
USAR B=	40	cm

Fuente: Elaboración propia

- **COLUMNA CL-2 (CENTRADA)**

- **Tabla 11 Columna centrada**

COLUMNAS CL-2		
fc=	210.00	kg/cm ²
At=	6.26	m ²
N° Pisos=	3.00	
Area Columna=	298.10	cm ²
A=	20	cm
B=	14.90	cm
USAR A=	20	cm
USAR B=	15	cm

Fuente: Elaboración propia

- **COLUMNA CL-1 (EXCENTRICA)**

- **Tabla 12 Columna excéntrica**

COLUMNAS CL-1		
fc=	210.00	kg/cm ²
At=	15.40	m ²
N° Pisos=	3.00	
Area Columna=	942.86	cm ²
A=	15	cm
B=	62.86	cm
USAR A=	15	cm
USAR B=	50	cm

Fuente: Elaboración propia

D. PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS O MUROS DE CONCRETO

Es difícil fijar un dimensionamiento para las placas puesto que, como su principal función es absorber las fuerzas de sismo, mientras más abundante o importantes sean tomaran un mayor porcentaje del cortante sísmico total, aliviando más a los pórticos. (Blanco Blasco, 1994)

Las placas pueden hacerse mínimo 10 cm de espesor, pero generalmente se considera de 15 cm de espesor en el caso de edificios de pocos pisos y de 20,25 o 30 cm conforme aumentamos el número de pisos o disminuimos la densidad; para esta edificación al existir pocas placas en una dirección, es probable que se requiera de espesores mayores como 40,50 ó 60cm.

La evaluación final de la longitud de placas tendría que ser hecha luego de realizar el análisis sísmico; pues es difícil poder indicar una recomendación general. (Valderrama Carpio, y otros, 2014)

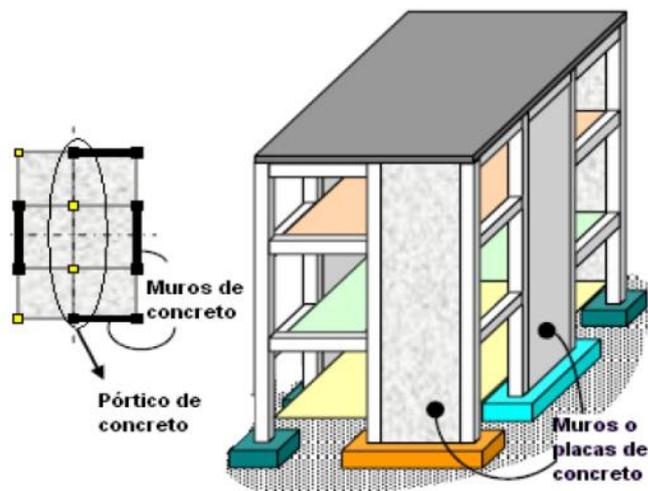
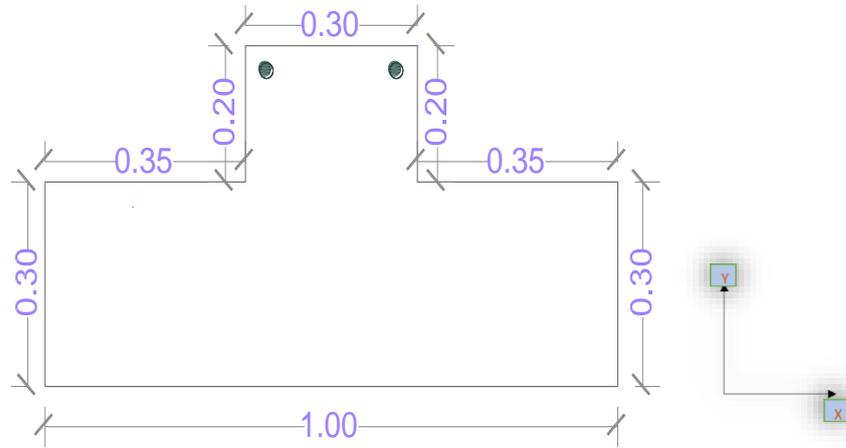


Figura 30 Muros de concreto

Fuente: Elaboración propia

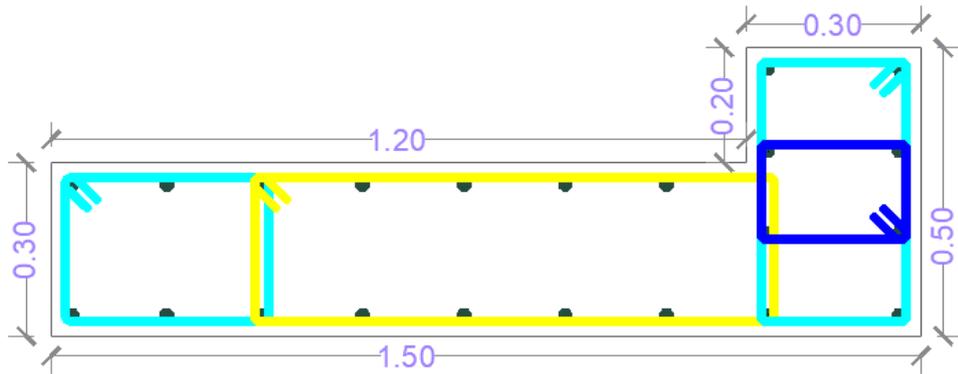
Para la edificación que se va analizar se utiliza 3 tipos de placas, su predimensionamiento se hizo considerando ambas direcciones (x-y), para que aporte rigidez a ambos lados y con la finalidad que tome la cortante.

P-1



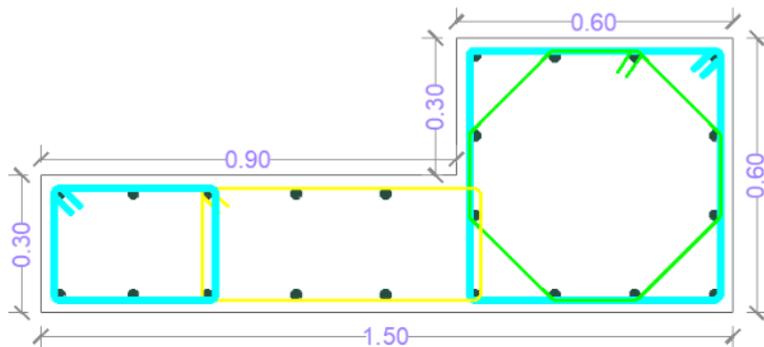
P1: T, 1.00x0.30, 0.30x0.50

P-2



P2: L, 1.50x0.30, 0.5x0.30

P-3



P3: L, 1.50x0.30, 0.6x0.60

E. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA CIMENTACION

La sección de zapatas se detalla de la siguiente forma:

Tabla 13 Sección de zapatas

	a	b	c
Z-1	2.70	3.85	0.60
Z-2	2.90	2.70	0.60
Z-3	3.10	2.50	0.60
Z-4	2.80	2.30	0.60
Z-5	2.95	2.45	0.60
Z-6	4.00	1.50	0.60
Z-7	4.30	1.80	0.60
Z-8	0.80	0.80	0.60

Fuente: Elaboración propia

4.2. ANALISIS SISMICO

Para este análisis se efectuará los metrados de cargas por sismo de la edificación, contemplando una incidencia del 100% para cargas muertas y 50% para las cargas vivas (100% CM + 50% CV), según la norma E030.

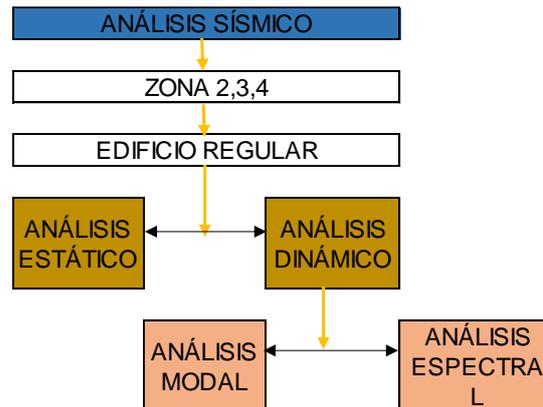


Figura 31

Ilustración 1 Esquema de los Modelos de análisis

Fuente: Elaboración propia

Para este segmento se procederá a describir de forma específica los pasos de Análisis (Ingreso de datos y procesamiento) en el Software a utilizar (CSI-Etabs 2018), este segmento es con la finalidad de ser criterioso con el análisis, ya que, una equivocación en este, desacredita el análisis y trabajo realizado.

4.2.1 ANALISIS SISMICO ESTATICO

Para este análisis la edificación está ubicado en la ciudad de Huancayo.

Se define la estimación de peso, a través de la norma E030, donde indica:

$$P_{sismico} = 100\% CM + \text{-----} CV$$

La carga viva varía según el tipo de categoría de la edificación:

- 50 %: Categoría A y B
- 25%: Categoría C
- 25%: Techos y azoteas

En nuestro caso la carga viva a considerar es 50%.

Nuestro sistema Estructural: dirección x-x de muros estructurales, en la dirección y-y de estructuras de albañilería.

Altura de piso a techo: 3.50 m

Altura de alfeizares: $h = 1.50$ m

Tabla 14 Elemento estructurales

Elementos estructurales
Losa aligerada h=25 cm
Viga principal 0.30m x 0.70m
Viga chata 0.25 m x 0.50 m
Columna CL-4 0.25 m x 0.40 m
Placas
P1: T, 1.00x0.30, 0.30x0.50
P2: L, 1.50x0.30, 0.5x0.30
P3: L, 1.50x0.30, 0.6x0.60

Fuente: Elaboración propia

- **GENERALIDADES DEL ANALISIS ESTATICO:** Este método es simple y representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de edificación, esto se conoce, como la distribución de la fuerza sísmica en la altura.

Se calcula a través de una cortante sísmica inelástica.

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

El siguiente cuadro resume los valores necesarios para calcular la cortante basal estática:

Dirección X:

Tabla 15 Valores para calcular la cortante basal estática X-X

DIRECCIÓN X-X	
Z=	0.35
U=	1.5
S=	1.15
TP=	0.6
TL=	2
R=Rolalp	6
la=	1
lp=	1

Fuente: Elaboración propia

Dirección Y:

Tabla 16 Valores para calcular la cortante basal estática Y-Y

DIRECCIÓN Y-Y	
Z=	0.35
U=	1.5
S=	1.15
TP=	0.6
TL=	2
R=Rolalp	3
la=	1
lp=	1

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se describe la obtención de los factores anteriormente descritos:

- Podemos observar que la zona (Z) de estudio se sitúa en la zona 3, entonces:

$$Z = 0.35$$

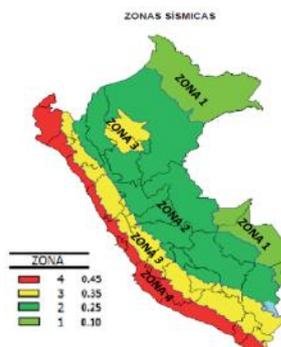


Figura 32 Factor de Zona Sísmica

Fuente: Norma E-030

- El factor de suelo (S), ya no mide cuanto amplifica el estrato respecto de la roca, sino lo que mide, es qué diferencia hay en aceleraciones por estar en un suelo bueno o por estar en un suelo del tipo S2 o S3.
 - El S no es una amplificación de la roca hacia la superficie. Como se observa en la imagen:

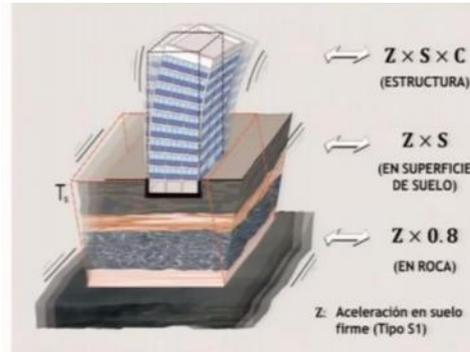


Figura 33 Factor de suelo

Fuente: Diseño sismorresistente

Para obtener el perfil de suelo “S”, nos basamos a la resistencia al corte en condiciones no drenadas (kg/cm^2), obtenida del EMS, se tiene que es:

ESFUERZO DE CORTE	$0.7173 \text{ kg}/\text{cm}^2$
-------------------	---------------------------------

Ese valor nos indica que el perfil del suelo es un perfil tipo S_2 :Suelos Intermedios.

$$S_2 = 1.2$$

Tabla 17 Factor de suelo

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

- El factor de amplificación sísmica (C), según la norma nos indica lo siguiente:

$$\begin{array}{ll}
 T < T_p & C = 2,5 \\
 T_p < T < T_L & C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\
 T > T_L & C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)
 \end{array}$$

Donde T_p y T_L , dependen del suelo; T_p define la plataforma de "C"; T_L define el inicio de la zona espectral con desplazamiento constante.

Tabla 18 Períodos T_p y T_L

PERÍODOS " T_p " Y " T_L "				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_p	0.30	0.40	0.60	1.00
T_L	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: Norma E-030

Para calcular "T" (Periodo fundamental de vibración), según la norma es la siguiente expresión:

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

Donde:

h_n : Altura total de la edificación

C_T : Parámetro que se obtiene según el tipo de sistema estructural.

Para esta presente investigación no se tomará como referencia esta última expresión, correspondiente al periodo fundamental de vibración, debido que carece de fundamentos matemáticos.

Se sabe que "T", depende de la masa y rigidez de una edificación.

Para obtener T, se hará de acuerdo a los valores que nos da el programa ETABS.

- El factor de uso (U) para edificaciones - Tipo A2, para edificaciones esenciales, que son las instituciones educativas.

$$U = 1,5$$

El factor o coeficiente básico de reducción sísmica (R), es:



Figura 34 Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas

Fuente: Diseño sismorresistente

Para obtener los valores nos basamos en la siguiente tabla, según la norma E030:

Tabla 19 Coeficientes de Básico de reducción

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
Albanilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: Norma E-030

A este factor, debemos aplicar los factores de irregularidad, en planta y altura.

Dirección X:

Tabla 20 Factores de irregularidad X-X

R=RoIaIp	6
Ia=	1
Ip=	1

Fuente: Elaboración propia

Dirección Y:

Tabla 21 Factores de irregularidad Y-Y

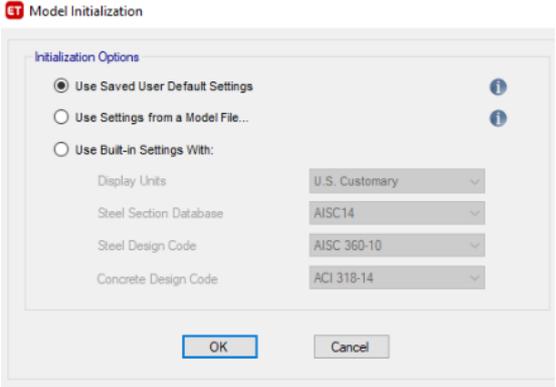
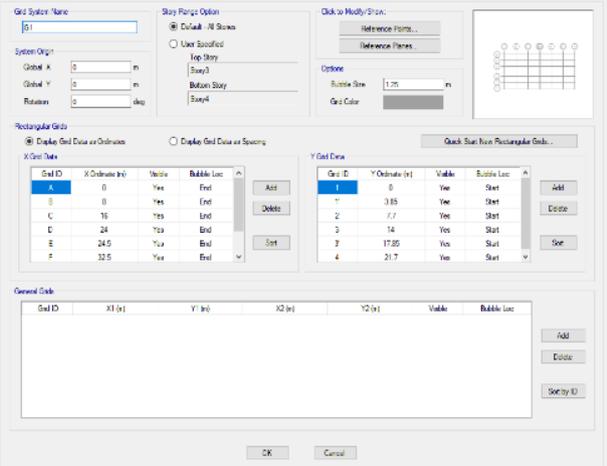
R=RoIaIp	3
Ia=	1
Ip=	1

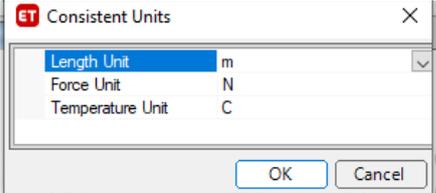
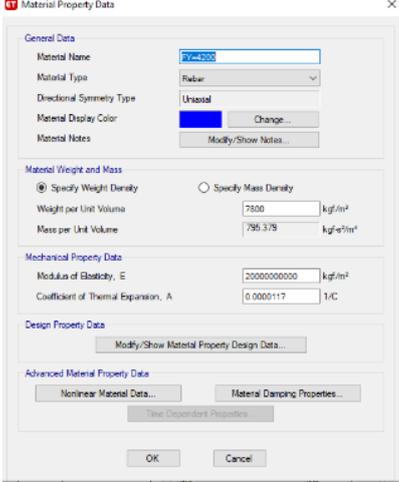
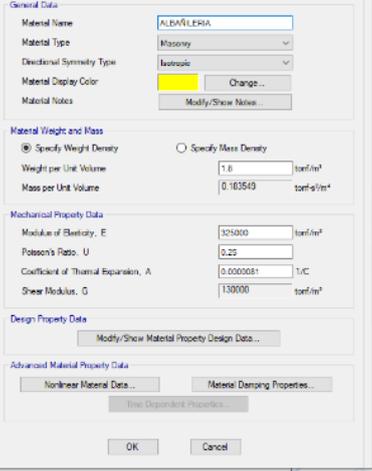
Fuente: Elaboración propia

a. Análisis Sísmico Estático Tradicional

Para realizar el Análisis Sísmico Estático a la edificación propuesta de forma Tradicional (Base Empotrada), usando el software ETABS 2018, procedemos con los siguientes pasos:

Tabla 22 Pasos del análisis sísmico estático tradicional.

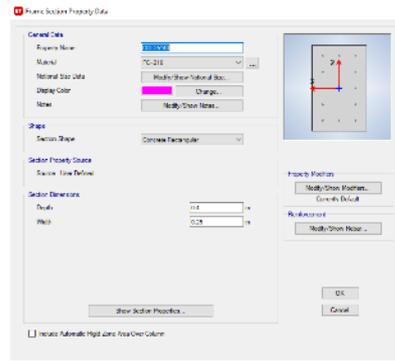
Paso	Descripción	Figura
1	Iniciamos el programa en mención.	 <p>The image shows the ETABS 18 splash screen. It features the ETABS logo with the tagline 'Integrated Analysis and Design of Building Systems version 18'. The background is a cityscape with several skyscrapers, including the Shanghai Tower. The CSI logo is visible in the bottom right corner.</p>
2	Generamos un nuevo modelo.	 <p>The image shows the 'Model Initialization' dialog box in ETABS. It has a title bar 'ET Model Initialization' and a section 'Initialization Options'. There are three radio buttons: 'Use Saved User Default Settings' (selected), 'Use Settings from a Model File...', and 'Use Built-in Settings With:'. Below these are four dropdown menus: 'Display Units' (U.S. Customary), 'Steel Section Database' (AISC14), 'Steel Design Code' (AISC 360-10), and 'Concrete Design Code' (ACI 318-14). There are 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.</p>
3	Configuramos la grilla para el modelo tridimensional.	 <p>The image shows the 'Grid Definition' dialog box in ETABS. It has a title bar 'Grid System Name' and a section 'Grid System Name' with a text box containing 'G1'. There are several input fields for 'Grid X', 'Grid Y', and 'Rotation'. There are also checkboxes for 'Display Grid Data as Outline' and 'Display Grid Data as Spacing'. There are two tables for 'X Grid Data' and 'Y Grid Data'. The 'X Grid Data' table has columns: Grid ID, X Ordinate (ft), Visible, Bubble Loc, and buttons: Add, Delete, Set. The 'Y Grid Data' table has columns: Grid ID, Y Ordinate (ft), Visible, Bubble Loc, and buttons: Add, Delete, Set. There is also a 'General Grid' table with columns: Grid ID, X1 (ft), Y1 (ft), X2 (ft), Y2 (ft), Visible, Bubble Loc, and buttons: Add, Delete, Set by ID. There are 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.</p>

4	Modificamos las unidades de trabajo (Tn, m, C°).	
5	Definimos en material utilizado en la modelación. -Concreto - Concreto	
5.1.	- Acero	
5.2.	- Muros de albañilería	

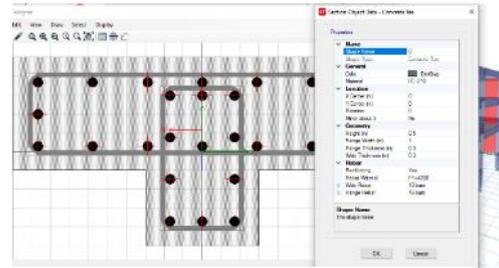
6

Definimos las secciones de los elementos estructurales (Columnas, plgacas, vigas, losa y muro de albañilería).

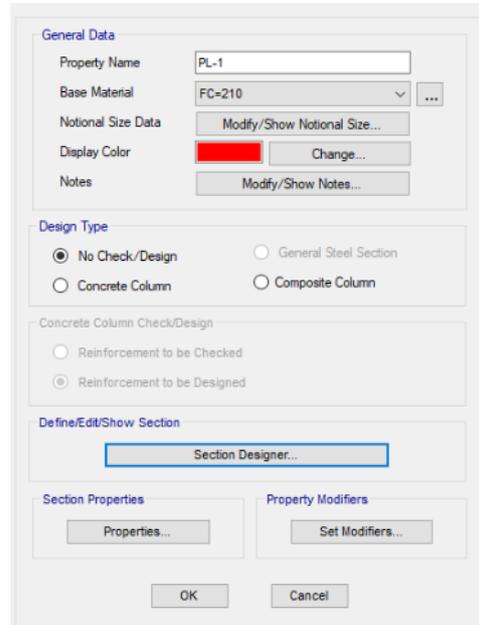
- Columna 0.25 x 0.40



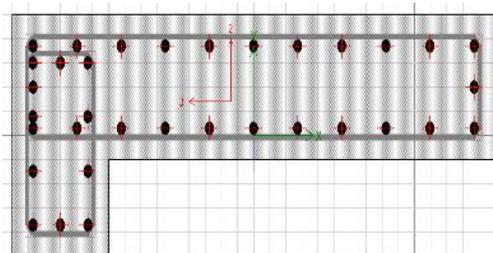
- Placa 1 : T, 1.00x0.30, 0.30x0.50

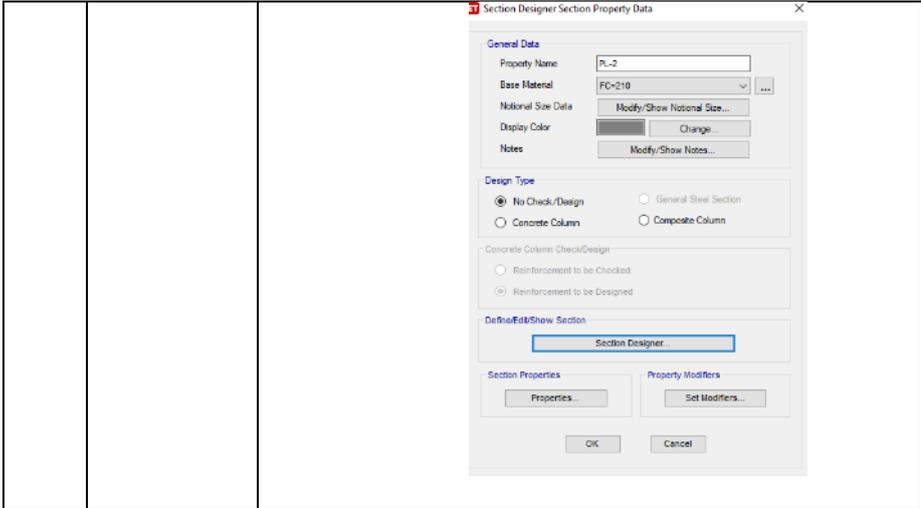


Section Designer Section Property Data

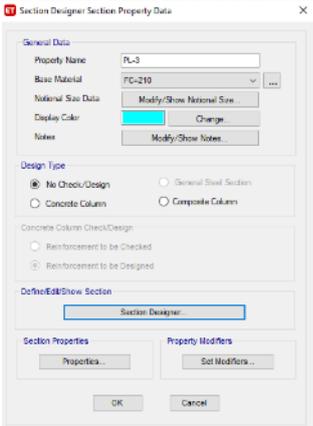
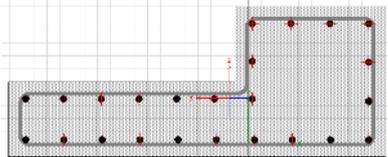


- Placa 2: L, 1.50x0.30, 0.5x0.30

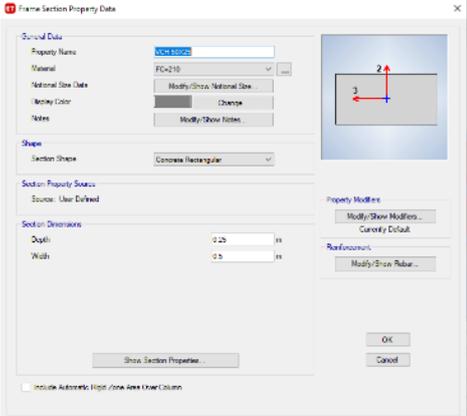




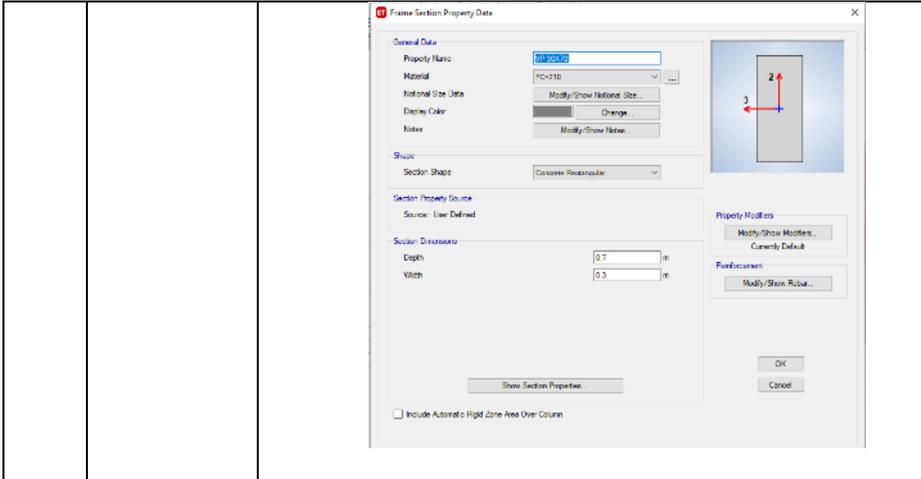
- Placa 3: L, 1.50x0.30, 0.6x0.60



- Viga chata: 0.50 x 0.25



- Viga principal: 0.30 x 0.70



- Losa aligerada en dos direcciones: $e=0.25$

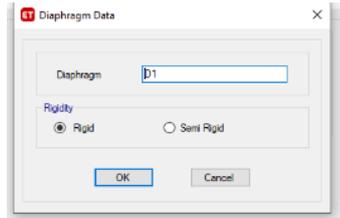
- Muro de albañilería

7 Definición de aceros de refuerzo

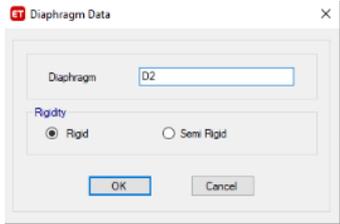
Bar ID	Bar Area (in²)	Bar Diameter (in)
1/4	0.001	0.004
3/8	0.001	0.009
1/2	0.001	0.0127
5/8	0.002	0.0159
3/4	0.003	0.0191
1"	0.005	0.0254

8 Definición de diafragmas -Piso 1

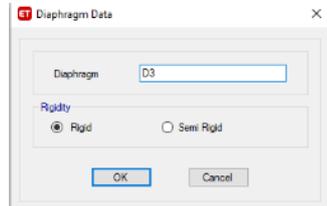
rígidos, para cada piso



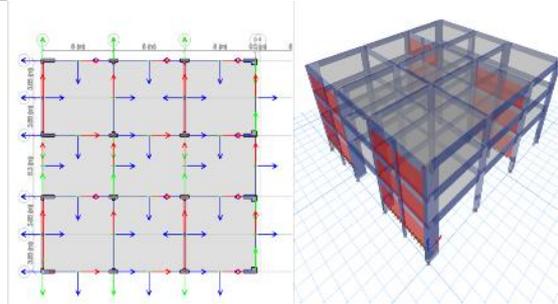
-Piso 2



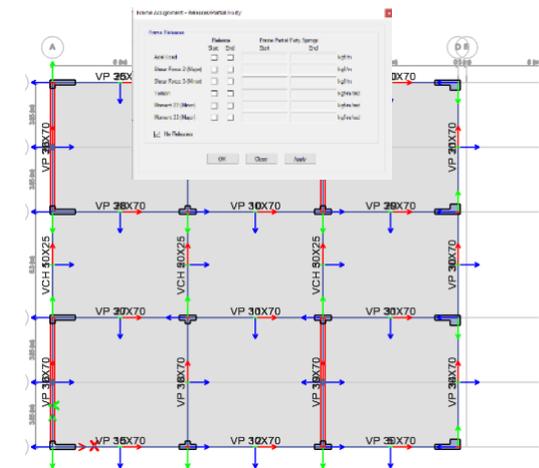
-Piso 3

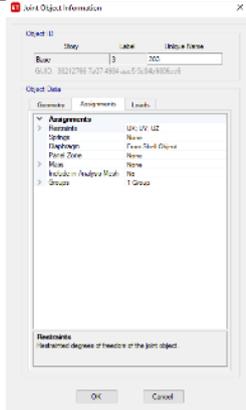
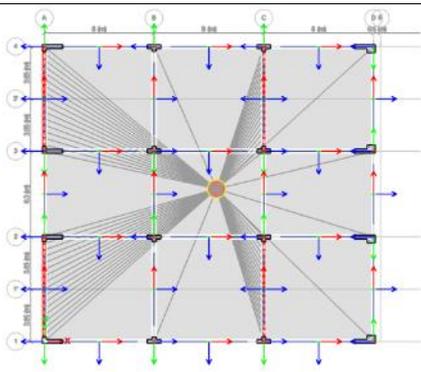
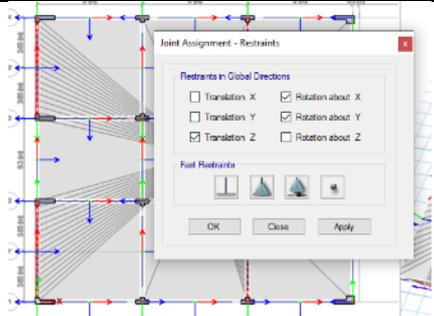
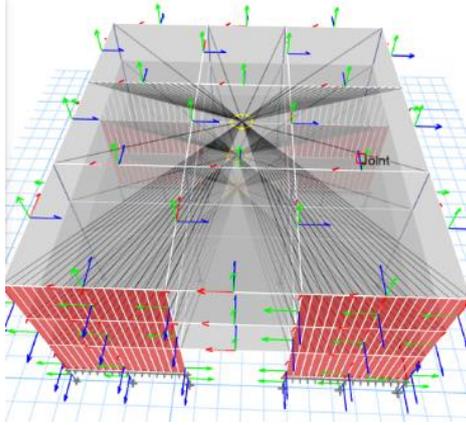


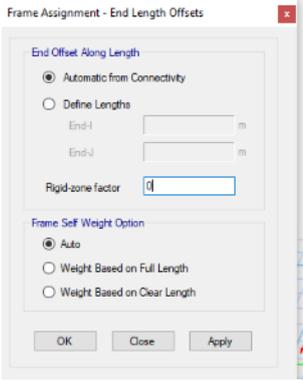
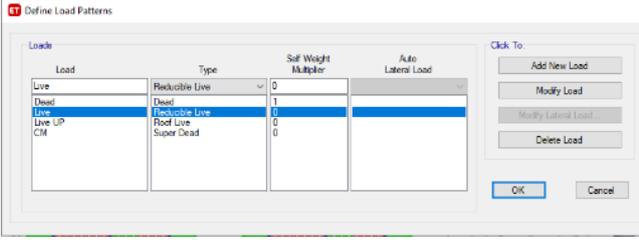
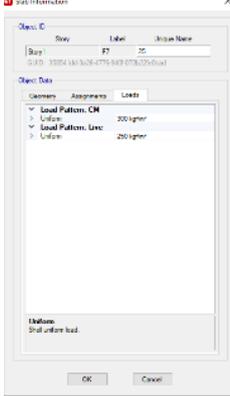
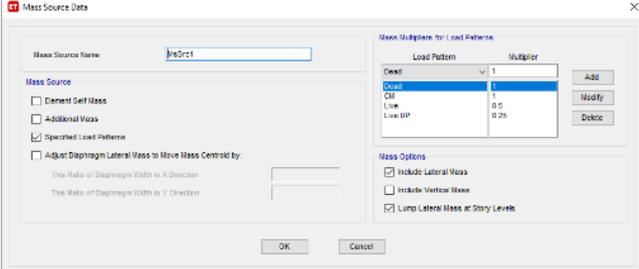
9 Generación del modelo.

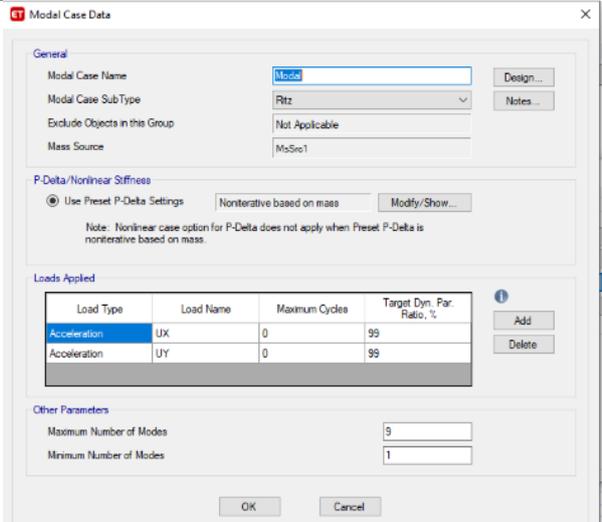
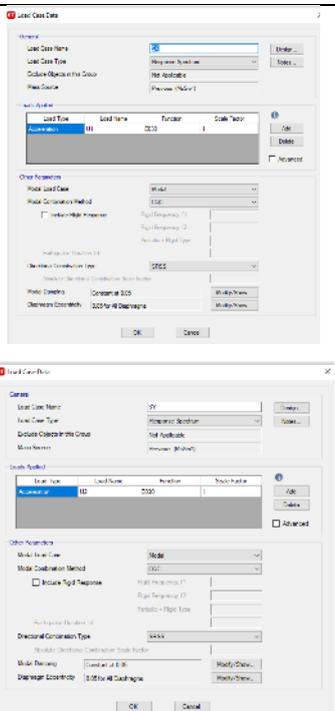


10 Liberación de momentos en elementos simplemente apoyados



<p>11</p>	<p>Asignamos las restricciones en los nudos donde van ir los muros de albañilería – Desplazamiento</p>	
<p>12</p>	<p>Dibujamos los centros de masa en cada losa de entrepiso, considerando una excentricidad accidental para cada dirección (0.05 x L).</p>	
<p>13</p>	<p>Asignar las restricciones a los centros de masa.</p>	
<p>14</p>	<p>Asignamos los diafragmas rígidos a nivel de losas de entrepiso.</p>	

<p>15</p>	<p>Asignamos los brazos rígidos en las vigas.</p>	
<p>16</p>	<p>Definir los patrones de carga (loads patterns).</p>	
<p>17</p>	<p>Asignamos las cargas, según corresponda</p>	
<p>18</p>	<p>Definimos la fuente de masa para el análisis modal</p>	

19	Definir número de modos y vectores complementarios (casos modales)	
20	Definir casos de carga sísmicos en x e y, considerando los criterios de combinación y la excentricidad accidental	
21	Guardar y analizar el modelo.	

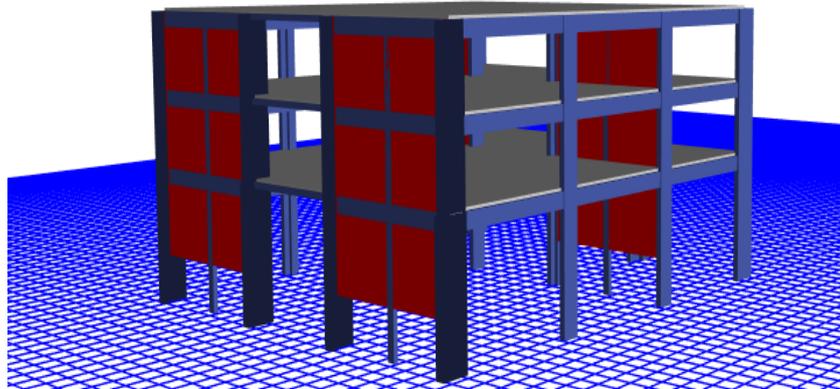


Figura 35 Modelo final empotrado

Fuente: Elaboración propia

Una vez obtenido el modelo, procedemos a obtener, el periodo fundamental de vibración (T):

Tabla 23 Factor de masa participativa

FACTOR DE MASA PARTICIPATIVA					
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
		sec			
Modal	1	0.317	0.8532	0.0015	0.0043
Modal	2	0.223	0.0042	0.4794	0.4127
Modal	3	0.133	0.0002	0.4192	0.4706
Modal	4	0.082	0.1173	0.0017	0.0018
Modal	5	0.071	0.0047	0.0505	0.0404
Modal	6	0.045	0.0001	0.0373	0.0512
Modal	7	0.039	0.0009	0.0033	0.0051
Modal	8	0.035	0.0138	0.0004	0.0001
Modal	9	0.027	0.0002	0.0015	0.0068

Fuente: Elaboración propia

De ahí se obtiene:

Dirección X:

T=0.8532 seg

Dirección Y:

T=0.4794 seg

Dirección Z:

TR= 0.4706 seg

Con los datos obtenidos calculamos "C" (FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA).

Considerando las siguientes condiciones:

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

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

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

Tabla 24 Calculo de factor amplificación de sismica X-X

DIRECCIÓN X-X	
TX=	0.8586
TP=	0.6
TL=	2
Cx	1.74703005
R=Rolalp	6
la=	1
lp=	1
C/R>0.11	0.29117167

Fuente: Elaboración propia

Tabla 25 Calculo de factor amplificación de sismica Y-Y

DIRECCIÓN Y-Y	
Ty=	0.4848
TP=	0.6
TL=	2
Cy	2.5
R=Rolalp	3
la=	1
lp=	1
C/R>0.11	0.83333

Fuente: Elaboración propia

Obtenemos el peso de la edificación calculado a través del programa ETABS.

Tabla 26 Peso por niveles

PESO POR NIVELES				
Story	Output Case	Case Type	Location	P
				PISO
Story3	100%CM+50%CV	Combination	Bottom	334.7074
Story2	100%CM+50%CV	Combination	Bottom	355.7074
Story1	100%CM+50%CV	Combination	Bottom	419.4349
Base	100%CM+50%CV	Combination	Bottom	
				1109.85

Fuente: Elaboración propia

Al tener el peso por niveles, es importante conocer el peso de la edificación por m², con el fin de cerciorar los cálculos más adelante, se tiene:

Tabla 27 Peso por metro cuadrado de la edificación

ARES DE EDIFICACION	520.8	m ²
PESO X M2	0.805366551	TON/M2
	805.3665515	KG/M2

Fuente: Elaboración propia

Según el cuadro se deduce, que por metro cuadrado la edificación concentra 0.81 tn.

Con el periodo fundamental de vibración “T” y el peso por niveles, procedemos a calcular, la distribución de fuerzas sísmica en alturas:

DIRECCIÓN X:

Tabla 28 Distribución de fuerzas sísmicas en alturas x-x

T _x =	0.8586	s				
V _{exx} =	195.1059156	ton				
k=	1.1793					
					D _x =	21.7
					E _{acxx} =	1.085
Story	Altura (h)	Peso Nivel	P*h ^k	alfai	Fi=alfai*Vex	Mt
	m	ton			ton	ton*m
TECHO 03	10.8	334.7074	5538.36978	0.48732546	95.0800803	103.161887
TECHO 02	7.35	355.7074	3738.57037	0.32895971	64.1819857	69.6374545
TECHO 01	3.9	419.4349	2087.88731	0.18371483	35.8438495	38.8905768
		Suma	11364.8275		195.105916	

Fuente: Elaboración propia

DIRECCIÓN Y:

Tabla 29 Distribución de fuerzas sísmicas en alturas y-y

T _y =	0.48	s				
V _{ey} =	558.3931303	ton				
k=	1					
					D _y =	24
					E _{acyy} =	1.2
Story	Altura (h)	Peso Nivel	P*h ^k	alfai	Fi=alfai*Vey	Mt
	m	ton			ton	ton*m
TECHO 03	10.8	334.7074	3614.83992	0.45960593	256.640795	307.968955
TECHO 02	7.35	355.7074	2614.44939	0.33241208	185.616621	222.739945
TECHO 01	3.9	419.4349	1635.79611	0.20798199	116.135714	139.362857
		Suma	7865.08542		558.39313	

Fuente: Elaboración propia

Al obtener la distribución de las fuerzas sísmicas en alturas en la dirección x e y, se procede a ingresar los valores al ETABS.

Ingresamos los valores obtenidos al ETABS:

DIRECCIÓN X:

Load Set 1 of 1				
Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story3	D3	95.0801	0	103.1619
Story2	D2	64.182	0	69.6375
Story1	D1	35.8438	0	38.8906

Figura 36 Distribución de fuerzas sísmica en el Etabs

Fuente: Elaboración propia

DIRECCIÓN Y:

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story

Bottom Story

Figura 37 Factores para la cortante sísmica estática Etabs V.2018

Fuente: Elaboración propia

Se obtiene los cortantes sísmicos estáticos:

$$V_{XX} = 195.11$$

$$V_{YY} = 558.39$$

4.2.2. ANALISIS SISMICO DINAMICO MODAL ESPECTRAL

Para la aplicación del Análisis Sísmico Dinámico tomamos la propuesta presentada en a Norma E-030 - Diseño Sismorresistente, para un **Análisis Dinámico Modal-Espectral**.

Consideramos los mismos parámetros utilizados en el Análisis Sísmico Estático, e incorporamos la aceleración espectral, para ambas direcciones:

Tabla 30 Aceleración espectral

CONSIDERANDO UNA ZONA SISMICA DE Z3, SUELO S2 Y UNA EDIFICACION ESCENCIAL			
Perfil de Suelo =	S2		
Zona Sismica =	Z3		
Categoría =	A2		
Z	0.35		
T _P (S)	0.6	TL	2
Factor de suelo "S"	1.15		
Factor de Uso "U"	1.5	A2	FACTOR=ZUS/R*g
R _x	6		
R _y	3		
FACTOR=ZUSg/R		0.987131	x-x
FACTOR=ZUSg/R _i		1.974263	y-y

Fuente: Elaboración propia

Una vez obtenida la aceleración espectral, procedemos a generar el espectro de diseño para ello se considera el periodo de vibración vs el factor de amplificación sísmica (C).

Para el cálculo de "C", nos basamos al artículo de la norma E030-2018.

Factor de Amplificación Sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

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

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

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

T es el periodo

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

Figura 38 Factor de amplificación sísmica

Fuente: Elaboración propia

Tabla 31 Periodo de vibración vs factor de amplificación sísmica

T _P (S)	0.6	TL	2
--------------------	-----	----	---

T	C
0	2.5
0.1	2.5
0.2	2.5
0.3	2.5

0.4	2.5
0.5	2.5
0.6	2.5
0.7	2.1429
0.8	1.875
0.9	1.6667
1	1.5
1.1	1.3636
1.2	1.25
1.3	1.1538
1.4	1.0714
1.5	1
1.6	0.9375
1.7	0.8824
1.8	0.8333
1.9	0.7895
2	0.75
2.1	0.6803
2.2	0.6198
2.3	0.5671
2.4	0.5208
2.5	0.48
2.6	0.4438
2.7	0.4115
2.8	0.3827
2.9	0.3567
3	0.3333
3.1	0.3122
3.2	0.293
3.3	0.2755
3.4	0.2595
3.5	0.2449

3.6	0.2315
3.7	0.2191
3.8	0.2078
3.9	0.1972
4	0.1875
4.1	0.1785
4.2	0.1701
4.3	0.1622
4.4	0.155
4.5	0.1481
4.6	0.1418
4.7	0.1358
4.8	0.1302
4.9	0.1249
5	0.12

Fuente: Elaboración propia

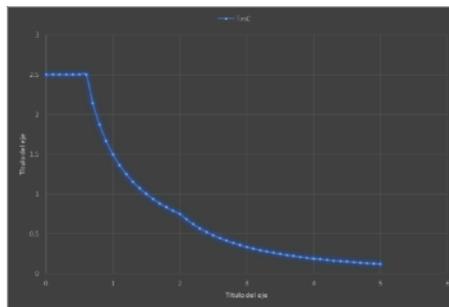


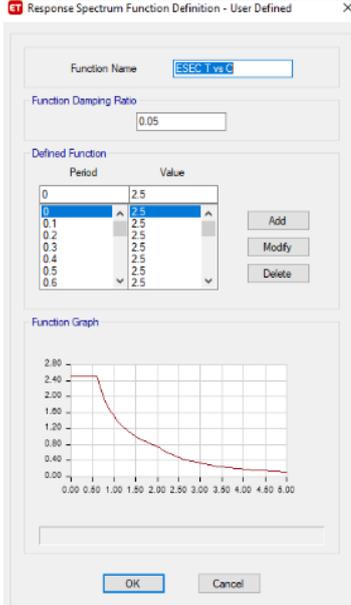
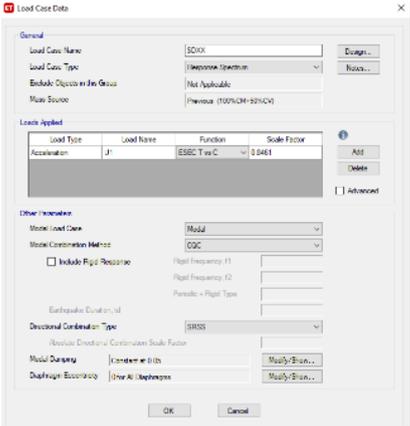
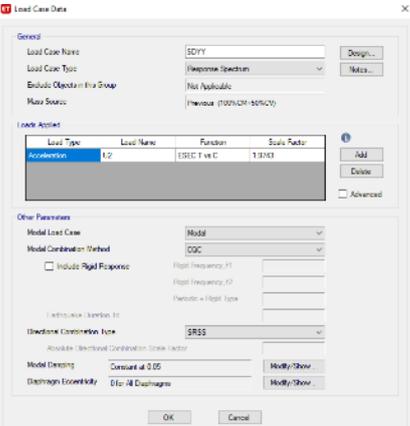
Figura 39 Espectro T vs C

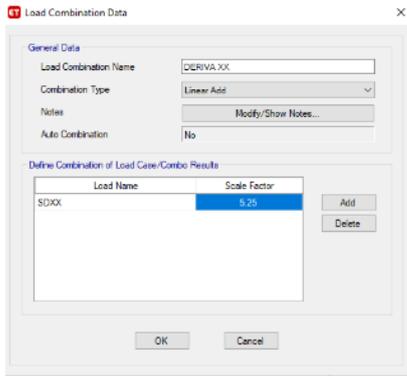
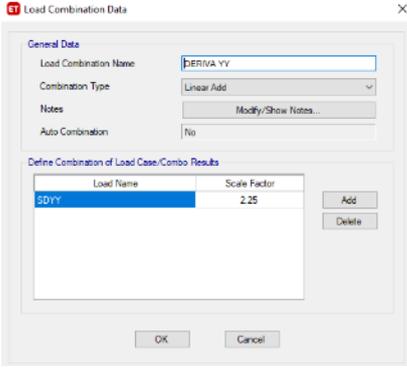
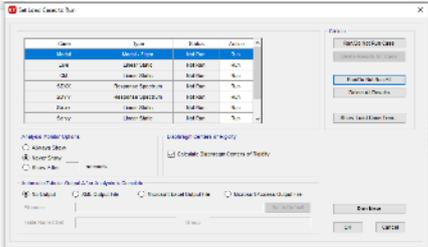
Fuente: Elaboración propia

Ahora procedemos a describir los pasos necesarios para este análisis, mencionando que la mayoría de los pasos desarrollados en el análisis estático tradicional se mantienen, y la diferencia radica en ingresar el espectro T-C y los espectros de respuesta en x-x e y-y.

Del modelo obtenido procedemos a ingresar los valores mediante el programa ETABS V.18.

Tabla 32 Procedimiento Análisis dinámico modal espectral

<p>1</p>	<p>Ingresamos el espectro T-C (Response Spectrum).</p>	
<p>2</p>	<p>Definir los casos de carga (loads cases), ingresando el espectro de respuesta T-C y el factor de escala dinámico calculado. Para ambas direcciones de análisis.</p>	<p style="text-align: center;">DIRECCIÓN X-X</p>  <p style="text-align: center;">DIRECCIÓN Y-Y</p> 

<p>3</p> <p>Definir las combinaciones de carga – Para el control de derivas (0.75xR). Para ambas direcciones.</p>		<p style="text-align: center;">DIRECCIÓN X-X</p>  <p style="text-align: center;">DIRECCIÓN Y-Y</p> 
<p>4</p> <p>Guardar y analizar el modelo, activando el análisis modal.</p>		

Fuente: *Elaboración propia*

Con los datos ingresados se procede a los resultados.

4.2.2.1 RESULTADOS DEL ANALISIS DINAMICO MODAL ESPECTRAL

Para que nuestro trabajo sirva de guía para futuras investigaciones, colocaremos gráficos de los resultados como es en el caso de los esfuerzos internos de la estructura:

4.2.2.1.1 ESFUERZOS INTERNOS DE LA ESTRUCTURA

a) Fuerza axial máxima



Figura 40 Fuerza axial máxima x.x A.D.M. Espectral

Fuente: Elaboración propia

Placa 2(EJE 3-A): 29.08 tn

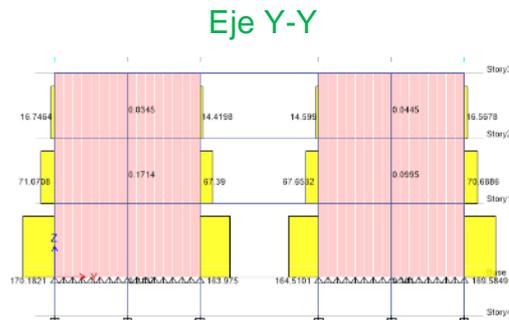


Figura 41 Fuerza axial máxima x.x A.D.M. Espectral

Fuente: Elaboración propia

Placa 1 (C-1): 170.18 tnf

b) Cortante máxima

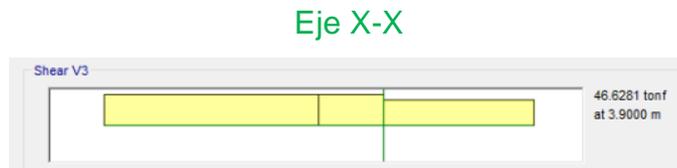


Figura 42 Cortante máxima A.D.M. Espectral x.x

Fuente: Elaboración propia

Placa 2(EJE 3-A): 46.63 tn.

je Y-Y

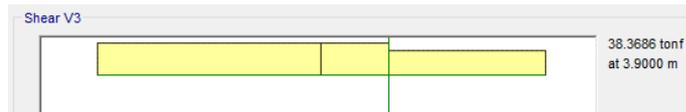


Figura 43 Cortante máxima A.D.M. Espectral y.y

Fuente: Elaboración propia

Placa 2 (A-1):38.37 tnf

c) Momento máximo

Eje X-X

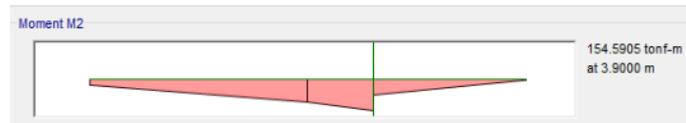


Figura 44 Momento máximo x.x A.D.M. Espectral

Fuente: Elaboración propia

Placa 2(3-A) : 154.59 tn-m

Eje Y-Y

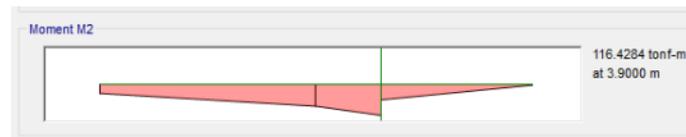


Figura 45 Momento máximo y.y A.D.M. Espectral

Fuente: Elaboración propia

Placa 2 (A-1): 116.43 tn-m

4.2.2.1.2 RESULTADOS DEL DISEÑO DINAMICO MODAL ESPECTRAL

A) Periodos de vibración

Tabla 33 Períodos de vibración A.D.M.Espectral

Mode	Period	UX	UY
	sec		
1	0.409	0.8586	0.0015
2	0.287	0.0041	0.4848
3	0.171	0.0002	0.4192
4	0.107	0.1151	0.0015
5	0.092	0.004	0.0501
6	0.059	0.0001	0.0351
7	0.052	0.0009	0.0031
8	0.046	0.0138	0.0004
9	0.035	0.0002	0.0015

Fuente: Elaboración propia

Las formas de modo predominante en la estructura es el modo $T_1=0.409$ seg con 85% de masa participativa en dirección X-X y $T_2=0.287$ seg con 48% de masa participativa en la dirección Y-Y.

B) Cortante dinámica basal de la estructura

- Eje x

Tabla 34 Cortante dinámica basal x.x

Story	Elevation m	Location	X-Dir	Y-Dir
			tonf	tonf
Story3	10.8	Top	175.8858	13.3602
		Bottom	175.8858	13.3602
Story2	7.35	Top	337.1277	21.8418
		Bottom	337.1277	21.8418
Story1	3.9	Top	428.3877	28.6156
		Bottom	1.4849	22.5194
Base	0	Top	152.7287	1.9335
		Bottom	152.7287	1.9335
Story4	-2.1	Top	0	0
		Bottom	0	0

Fuente: Elaboración propia

La cortante basal máxima en la dirección x es 152.73 tn-f.

-Eje Y

Tabla 35 Cortante dinámica basal y.y

Story	Elevation m	Location	X-Dir	Y-Dir
			tonf	tonf
Story3	10.8	Top	27.7642	241.7953
		Bottom	27.7642	241.7953
Story2	7.35	Top	45.3104	491.9001
		Bottom	45.3104	491.9001
Story1	3.9	Top	57.2437	646.3215
		Bottom	0.2096	552.5894
Base	0	Top	19.5464	17.7788
		Bottom	19.5464	17.7788
Story4	-2.1	Top	0	0
		Bottom	0	0

Fuente: Elaboración propia

La cortante máxima basal en la dirección Y es 552.5894 tnf.

C) Desplazamientos máximos

- Eje X

Tabla 36 Desplazamientos máximos x.x

Story	Elevation m	Location	X-Dir	Y-Dir
			m	m
Story3	10.8	Top	0.065598	0.00669
Story2	7.35	Top	0.046705	0.005109
Story1	3.9	Top	0.023692	0.002853
Base	0	Top	0.003996	0.000543
Story4	-2.1	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia

Eje Y

Tabla 37 Desplazamientos máximos y.y

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		m	m
Story3	10.8	Top	0.019881	0.031554
Story2	7.35	Top	0.015007	0.024201
Story1	3.9	Top	0.00826	0.013646
Base	0	Top	0.001486	0.002571
Story4	-2.1	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia

D) Desplazamientos relativos admisibles

- Eje X

Tabla 38 Desplazamientos relativos admisibles x.x

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m			
Story3	10.8	Top	0.005507	0.000479
Story2	7.35	Top	0.006685	0.000664
Story1	3.9	Top	0.006075	0.000624
Base	0	Top	0.001903	0.000259
Story4	-2.1	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso es 0.006685.

- Eje Y

Tabla 39 Desplazamientos relativos admisibles y.y

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m			
Story3	10.8	Top	0.001431	0.002158
Story2	7.35	Top	0.001964	0.003074
Story1	3.9	Top	0.002118	0.002971
Base	0	Top	0.000708	0.001224
Story4	-2.1	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso es 0.003074

D) VERIFICACION DE IRREGULARIDAD TORSIONAL

Se debe verificar que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio en la dirección calculada, incluyendo la excentricidad accidental es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso.

Este criterio se aplica si el desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permisible indicado.

-Dirección X

Tabla 40 Verificación por torsión x.x

VERIFICACION POR TORSION X				
		Desplaza. Entrepiso >50%		Excen. Accidental >1.3
E: Diaphragm Max Over Avg		> 0.0035		> 1.3
Story	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	Diaph D3 X	0.005507	0.005248	1.05
Story2	Diaph D2 X	0.006685	0.006311	1.059
Story1	Diaph D1 X	0.006075	0.005234	1.161

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que la estructura no presenta irregularidad por torsión, en todos los pisos los valores son >0.0035 pero no excede al 1.3.

Tabla 41 Verificación por torsión y.y

VERIFICACION POR TORSION Y				
		Desplaza. Entrepiso >50%		Excen. Accidental >1.3
E: Diaphragm Max Over Avg		> 0.0025		> 1.3
Story	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	Diaph D3 Y	0.002158	0.001456	1.482
Story2	Diaph D2 Y	0.024074	0.002089	1.472
Story1	Diaph D1 Y	0.002371	0.002008	1.48

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que la estructura no presenta irregularidad por torsión, ya que sus valores son <0.0025.

4.3. ANÁLISIS CONSIDERANDO LA RIGIDEZ DEL SUELO

4.3.1 Característica del suelo de fundación

Tabla 42 Características suelo de fundación- D. Huancayo

DISTRITO DE HUANCAYO	
PESO ESPECIFICO	$\gamma_m = 1.82 \text{ g/cm}^3$
CAPACIDAD ADMISIBLE	$q_d = 3.50 \text{ kg/cm}^2$
CLASIFICACION SUCS-AASHTO	GP-GM-A-1-a(0) Grava mal graduada con grava limosa
MODULO DE ELASTICIDAD DEL SUELO (E) Tabla N°06	E= 500 kPa

COEFICIENTE DE BALASTO (C_0) Tabla N01	2.6 kg/cm ³
COEFICIENTE DE POISSON (μ) Tabla N°02	0.35
Angulo de fricción interna del suelo	$\psi_s = 33.45^\circ$
Densidad del suelo	$\rho_s = 1.82 \frac{KN \times s^2}{m^4}$

Fuente: Elaboración propia

Tabla 43 Características suelo de fundación- D. Chilca

DISTRITO DE CHILCA	
PESO ESPECIFICO	$\gamma_m = 1.28 \text{ g/cm}^3$
CAPACIDAD ADMISIBLE	$q_d = 0.85 \text{ kg/cm}^2$
CLASIFICACION SUCS-AASHTO	CL-A-6(10) Arcilla inorgánica de baja plasticidad
MODULO DE ELASTICIDAD DEL SUELO	E= 400 kPa
COEFICIENTE DE BALASTO (C_0) Tabla N01	0.8 kg/cm ³
COEFICIENTE DE POISSON (μ) Tabla N°02	0.25
Angulo de fricción interna del suelo	$\psi_s = 15.26^\circ$
Densidad del suelo	$\rho_s = 1.28 \frac{KN \times s^2}{m^4}$

Fuente: Elaboración propia

Tabla 44 Características suelo de fundación- D. Tambo

DISTRITO DE TAMBO	
PESO ESPECIFICO	$\gamma_m = 1.95 \text{ g/cm}^3$
CAPACIDAD	$q_d = 2.49 \text{ kg/cm}^2$

ADMISIBLE	
CLASIFICACION SUCS-AASHTO	GP-A-1-b(0) Grava mal granuladas, mezcla de arena y grava con poco o nada de material fino
MODULO DE ELASTICIDAD DEL SUELO	E= 500 kPa
COEFICIENTE DE BALASTO (C ₀) Tabla N01	2.2 kg/cm ³
COEFICIENTE DE POISSON (μ) Tabla N°02	0.35
Angulo de fricción interna del suelo	ψ _s = 30.14°
Densidad del suelo	ρ _s =1.95 $\frac{KN \times s^2}{m^4}$

Fuente: Elaboración propia

Todo lo descrito anteriormente es de acorde a la información recibida de las características físicas de cada terreno y la identificación de valores como módulo de elasticidad del suelo, coeficiente de balasto y poisson de acorde a las siguientes tablas.

Tabla 45 Modulo de elasticidad del suelo

Suelos grandes o de grano grueso	R , <u>kPa</u> (<u>kg/cm²</u>)
Cascajos con agregados de:	
- Arenas	600 (6,0)
- Arcillas con índice de fluidez	
$I_L \leq 0,5$	450 (4,5)
$0,5 < I_L \leq 0,75$	400 (4,0)
Gravas con agregados de:	
- Arenas	500 (5,0)
- Arcillas con índice de fluidez	
$I_L \leq 0,5$	400 (4,0)
$0,5 < I_L \leq 0,75$	350 (3,5)

Fuente: (Villareal, 2017)

Tabla 46 Coeficiente de balasto

Tipo de perfil	Característica de la base de fundación	Suelo	C_u (kg/cm ²)
S1	Roca o suelos muy rígidos	Arcilla y arena arcillosa dura ($I_p < 0$)	3,0
		Arena compacta ($I_p < 0$)	2,2
		Cascajo, grava, canto rodado, arena densa	2,6
S2	Suelos intermedios	Arcilla y arena arcillosa plástica ($0,25 < I_p \leq 0,5$)	2,0
		Arena plástica ($0 < I_p \leq 0,5$)	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 ($0,5 < I_p \leq 0,75$)	0,8
		Arena plástica ($0,5 < I_p \leq 1$)	1,0
		Arenas polvorosa, saturada, porosa ($e > 0,80$)	1,2
S4	Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda ($I_p > 0,75$)	0,6
		Arena movediza ($I_p > 1$)	0,6

Fuente: (VILLAREAL, 2006)

Tabla 47 Coeficiente de Poisson

Tipo de Suelo	μ (-)
Arcilla: Saturada	0.4 – 0.5
No Saturada	0.1 – 0.3
Arenosa	0.2 – 0.3
Limo	0.3 – 0.35
Arena : Densa	0.2 – 0.4
De Grano Grueso	0.15
De Grano Fino	0.25
Roca	0.1 – 0.4
Loess	0.1 – 0.3
Hielo	0.36
Concreto	0.15

Fuente: (VILLAREAL, 2006)

4.3.2 Masas rotacionales y traslacionales de las zapatas.

Para los análisis que incluyen la rigidez del suelo (modelos dinámicos) y la flexibilidad del suelo, se asignaron los coeficientes de rigidez y las masas traslacionales y rotacionales de las zapatas.

Las masas traslacionales y rotacionales mostrados en el siguiente cuadro, es solo para el modelo dinámico Barkan, en el apartado del modelo dinámico Ilichev, se calcula las masas traslacionales y rotaciones que serán utilizadas en ello y en los modelos dinámicos Sargsian y norma rusa.

En todos los modelos a diseñar se considera la flexibilidad de la base de fundación

Para el cálculo de la masa traslacional se calcula con la siguiente fórmula:

Masas traslacionales

$$M_t = M_x = M_y = M_z = \frac{P_{zapata}}{g} = \frac{\gamma_c \cdot V_{zapata}}{g} = \frac{\gamma_c \cdot a \cdot b \cdot c}{g}$$

Donde:

P_{zapata} : peso de la zapata.

a, b, c: dimensiones de la zapata.

$\gamma_c = 2,4 \text{ T/m}^3$: peso específico del hormigón.

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$: aceleración de la gravedad

$$M_t = M_x = M_y = M_z = \frac{\gamma_c \cdot a \cdot b \cdot c}{g}$$

- **Masa traslacional de cada zapata**

Tabla 48 Masa traslacional M. Barkan

MASA TRASLACIONAL EN ZAPATAS						
ZAPATA	ZAPATA			g m/s ²	peso esp t/m ³	Mx=My=Mz (T.s ² /m)
	a(m)	b(m)	c(m)			
ESQUINA				9.81	2.4	
Z-1	2.7	3.85	0.6			1.526
Z-2	2.9	2.7	0.6			1.149
Z-6	4	1.5	0.6			0.881
EXCENTRICA						
Z-4	2.8	2.3	0.6			0.945
CENTRICA						
Z-5	2.95	2.45	0.6	1.061		

Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo de la masa rotacional se calcula con la siguiente fórmula:

ii. Calcular las masas rotacionales de las zapatas.

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

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

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

Donde:

d: distancia desde el centro de gravedad de la masa de la zapata hasta la superficie de contacto con el suelo de fundación.

I_{mx} , I_{my} , I_{mz} : momentos de inercia de masa respecto a X, Y, Z

- **Masa rotacional de cada zapata**

- **Tabla 49** Masa rotacional de c/zapata M. Barkan

MASA DE LAS ZAPATAS							
ZAPATA	a(m)	b(m)	c(m)	Ux, Uy, Uz	Rx	Ry	Rz
				M_t (T.s ² /m)	$M_{\phi x'}$ (T.s ² .m)	$M_{\phi y'}$ (T.s ² .m)	$M_{\psi z'}$ (T.s ² .m)
ESQUINA							
Z-1	2.7	3.85	0.6	1.526	2.068	1.110	2.812
Z-2	2.9	2.7	0.6	1.149	0.836	0.943	1.504
Z-6	4	1.5	0.6	0.881	0.271	1.280	1.339
EXCENTRICA							
Z-4	2.8	2.3	0.6	0.945	0.530	0.731	1.034
CENTRICA							
Z-5	2.95	2.45	0.6	1.061	0.658	0.897	1.300

Fuente: Elaboración propia

Con los datos obtenidos de la masa traslacional y rotacional se procede al cálculo de los distintos modelos dinámicos para la rigidez del suelo.

4.4. Modelos dinámicos para la rigidez del suelo -Distrito de Huancayo considerando la interacción suelo estructura

4.4.1. Modelo dinámico D.D. Barkan-O.A. Savinov-Distrito de Huancayo

Para este método se incorpora en el modelo tridimensional, la cimentación con sus respectivos coeficientes de rigidez y la masa de cada una de ellas (Traslacional y rotacional), adicionando estos factores en el centroide de cada zapata.

Solo para este modelo se considerará mostrar de forma gráfica los resultados obtenidos.

Calculamos la magnitud de la presión estática del suelo "p" para cada zapata, con la siguiente formula:

$$\rho = \frac{\text{Peso total del edificio}}{n^{\circ} \text{ veces zap.} \times \text{Area zapata}}$$

Peso total del edificio

Tabla 50 Peso total del edificio M. Barkan- Huancayo

PESO POR NIVELES	
Story	P
	PISO
Story3	334.7074
Story2	355.7074
Story1	419.4349
Base	
	1109.85

Fuente: Elaboración propia

Peso por zapatas

Tabla 51 Peso por zapatas M. Barkan Huancayo

PESO SISMICO	A EDIF	Punit	Atrib	P trib	ZAPATA
					ESQUINA
1109.85	520.8	2.1310484	16.00	34.10	Z-1
			16.00	34.10	Z-2
			16.00	34.10	Z-6
					EXCENTRICA
			32.00	68.19	Z-4
					CENTRICA
			55.00	117.21	Z-5

Fuente: Elaboración propia

Datos iniciales de cada zapata:

Zapata esquinera

MODELO DE BARKAN	
Dimensiones Zapata:	
a (en x) =	270 cm
b (en y) =	385 cm
Co =	2.6 kg/cm ³
Pedif =	34100 kg
Az =	103950 cm ²
Nº zapa =	1
ρ =	0.328 kg/cm ²

Zapata excéntrica

Dimensiones Zapata:	
a (en x) =	280 cm
b (en y) =	230 cm
Co =	2.6 kg/cm ³
Pedif =	68190 kg
Az =	64400 cm ²
Nº zapa =	1
ρ =	1.059 kg/cm ²

Zapata céntrica

Dimensiones Zapata:	
a (en x) =	295 cm
b (en y) =	245 cm
Co =	2.6 kg/cm ³
Pedif =	117210 kg
Az =	72275 cm ²
Nº zapa =	1
ρ =	1.622 kg/cm ²

Procedemos a calcular el coeficiente D_0 de la cimentación.

$$D_0 = 2.048$$

$$D_0 = \frac{1 - \mu}{1 - 0,5\mu} \cdot C_0$$

Donde; μ es coeficiente de poisson del suelo y C_0 es coeficiente de balasto inicial, los cuales se obtienen de la tabla característica del suelo de fundación-Distrito de Huancayo.

Con las siguientes formulas se calcula el coeficiente "C":

$$C_z = C_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_x = D_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_\phi = C_0 \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

a, b: Dimensiones de la zapata

A: Área de la zapata

ρ_0 : 0.2 kg/cm²

Tabla 52 Coeficiente "C" M. Barkan- D. Huancayo

TIPO DE ZAPATA	Coeficientes "C"					
	ρ	C_x	C_y	C_z	$C_{\phi x}$	$C_{\phi y}$
Zap. Esquinera		359878.65	359878.65	7526.17	12459.27	10985.75
Zap. Excentrica		314327.85	314327.85	15457.64	24003.93	25861.82
Zap. Central		461154.42	461154.42	18466.90	28505.77	30554.51

Fuente: Elaboración propia

Para las siguientes formulas, determinamos los coeficientes de rigidez "K".

$$K_z = C_z A$$

$$K_x = C_x A$$

$$K_\phi = C_\phi I$$

I: Inercia de la zapata

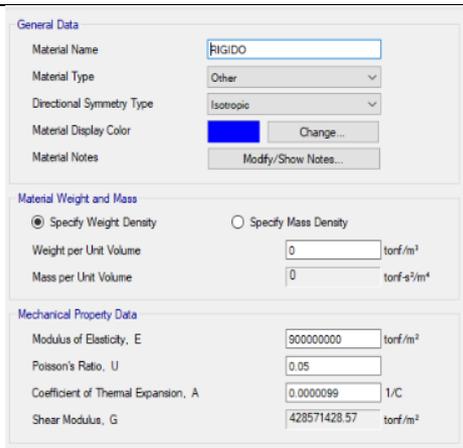
Tabla 53 Coeficiente "K" M. Barkan- D. Huancayo

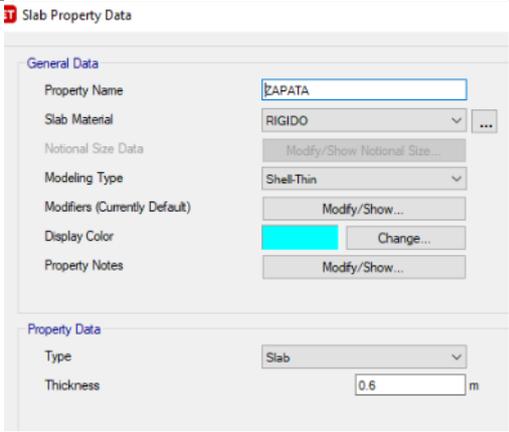
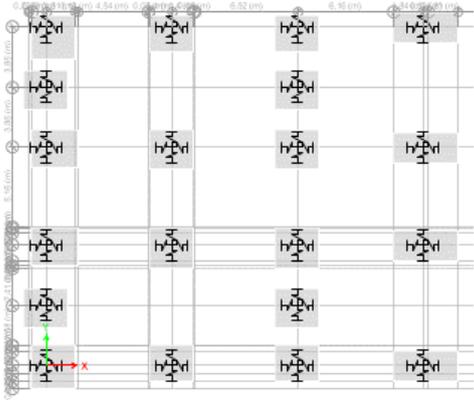
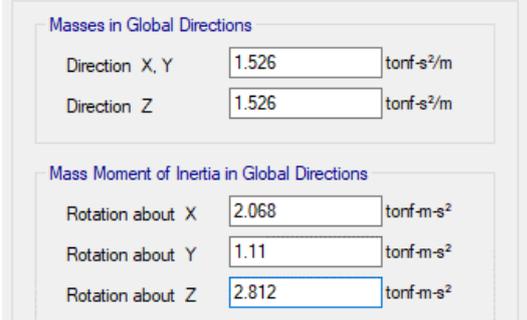
TIPO DE ZAPATA	Coeficiente de rigidez "K"				
	K_x	K_y	K_z	$k_{\phi x}$	$k_{\phi y}$
Zap. Esquinera	3740938.60	3740938.60	78234.58	159976.90	6937458.25
Zap. Excentrica	2024271.4	2024271.4	99547.21	68146.37	10881276
Zap. Central	3332993.5	3332993.5	133469.5	103055.6	16014975

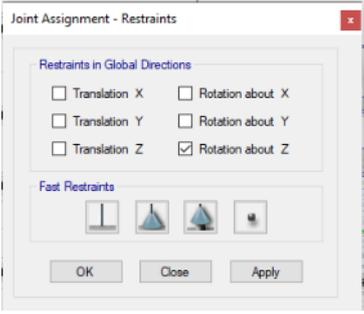
Fuente: Elaboración propia

Consideramos los pasos descritos en el **Análisis Sísmico Dinámico Modal-Espectral Tradicional** y adicionamos los siguientes pasos:

Tabla 54 Pasos del A.S.D. Método Barkan-Savinov. D. Huancayo

Paso	Descripción	Figura
1	Definir el material de la cimentación como Infinitamente Rígido. $E = 9 \times 10^8 \text{ Tn. m}^2$ $\mu = 0.05$	 <p>The screenshot shows a software interface for defining material properties. The material name is 'RIGIDO'. Under 'Material Weight and Mass', 'Specify Weight Density' is selected. Under 'Mechanical Property Data', the Modulus of Elasticity (E) is set to 900000000 tonf/m², Poisson's Ratio (U) is 0.05, and Shear Modulus (G) is 428571428.57 tonf/m².</p>

<p>2</p>	<p>Definir las propiedades y dibujar la cimentación.</p>																						
<p>3</p>	<p>Discretizar la cimentación. (Los nudos de la base de las columnas deben coincidir con los nudos de la discretización)</p>																						
<p>4</p>	<p>Ingresar los coeficientes de rigidez al centroide de cada zapata central, excéntrica y esquinera.</p>	 <table border="1"> <thead> <tr> <th>Parameter</th> <th>Value</th> <th>Unit</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Translation X</td> <td>3332993.536</td> <td>tonf/m</td> </tr> <tr> <td>Translation Y</td> <td>3332993.536</td> <td>tonf/m</td> </tr> <tr> <td>Translation Z</td> <td>133469.532</td> <td>tonf/m</td> </tr> <tr> <td>Rotation about X-Axis</td> <td>103055.6358</td> <td>tonf-m/rad</td> </tr> <tr> <td>Rotation about Y-Axis</td> <td>16014975</td> <td>tonf-m/rad</td> </tr> <tr> <td>Rotation about Z-Axis</td> <td>0</td> <td>tonf-m/rad</td> </tr> </tbody> </table>	Parameter	Value	Unit	Translation X	3332993.536	tonf/m	Translation Y	3332993.536	tonf/m	Translation Z	133469.532	tonf/m	Rotation about X-Axis	103055.6358	tonf-m/rad	Rotation about Y-Axis	16014975	tonf-m/rad	Rotation about Z-Axis	0	tonf-m/rad
Parameter	Value	Unit																					
Translation X	3332993.536	tonf/m																					
Translation Y	3332993.536	tonf/m																					
Translation Z	133469.532	tonf/m																					
Rotation about X-Axis	103055.6358	tonf-m/rad																					
Rotation about Y-Axis	16014975	tonf-m/rad																					
Rotation about Z-Axis	0	tonf-m/rad																					
<p>5</p>	<p>Ingresar las masas al centroide de cada zapata</p>	 <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Masses in Global Directions</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Direction X, Y</td> <td>1.526</td> <td>tonf-s²/m</td> </tr> <tr> <td>Direction Z</td> <td>1.526</td> <td>tonf-s²/m</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Mass Moment of Inertia in Global Directions</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Rotation about X</td> <td>2.068</td> <td>tonf-m-s²</td> </tr> <tr> <td>Rotation about Y</td> <td>1.11</td> <td>tonf-m-s²</td> </tr> <tr> <td>Rotation about Z</td> <td>2.812</td> <td>tonf-m-s²</td> </tr> </tbody> </table>	Masses in Global Directions			Direction X, Y	1.526	tonf-s ² /m	Direction Z	1.526	tonf-s ² /m	Mass Moment of Inertia in Global Directions			Rotation about X	2.068	tonf-m-s ²	Rotation about Y	1.11	tonf-m-s ²	Rotation about Z	2.812	tonf-m-s ²
Masses in Global Directions																							
Direction X, Y	1.526	tonf-s ² /m																					
Direction Z	1.526	tonf-s ² /m																					
Mass Moment of Inertia in Global Directions																							
Rotation about X	2.068	tonf-m-s ²																					
Rotation about Y	1.11	tonf-m-s ²																					
Rotation about Z	2.812	tonf-m-s ²																					

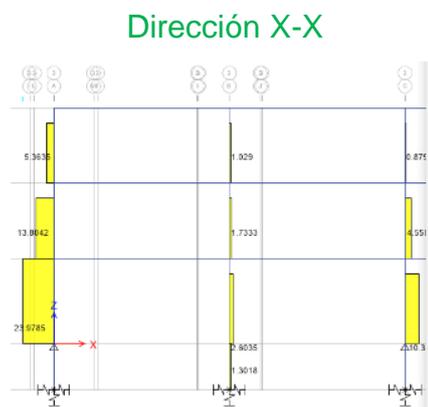
6	Asignamos las restricciones en la base para este método.	
7	Guardar y Analizar el modelo.	

Fuente: Elaboración propia

Se procederá a manera de guía para posteriores trabajos, a colocar de manera ilustrativa solo para este modelo dinámico Barkan, los resultados obtenidos en los esfuerzos internos de la estructura y del diseño modal dinámico; no obstante; los demás modelos y sus resultados se adjuntará en un cuadro resumen.

4.4.1.1. Resultado de los esfuerzos internos de la estructura con modelo dinámico Barkan -Huancayo

a) Fuerza axial máxima



Placa -1er piso (EJE 3-A): 23.98 tnf

Figura 46 Fuerza axial máxima M. Barkan D. Huancayo

Fuente: Elaboración propia

Dirección Y-Y

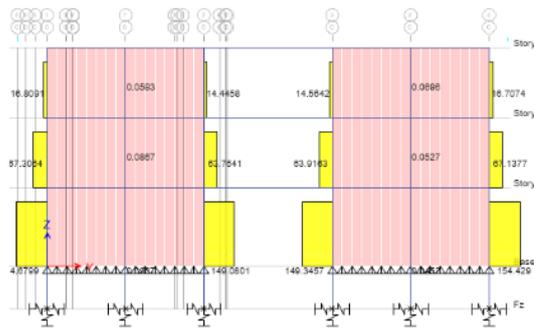


Figura 47 Fuerza axial máxima M. Barkan D. Huancayo y.y

Fuente: Elaboración propia

Placa 1er-piso (C-1): 154.01 tnf

b) Cortante máxima

Dirección X-X

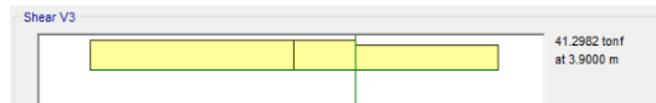


Figura 48 Cortante máxima M. Barkan D. Huancayo x.x

Fuente: Elaboración propia

Placa 2(EJE 3-A): 41.30 tnf.

Dirección Y-Y

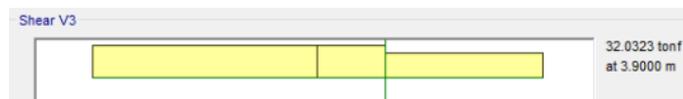


Figura 49 Cortante máxima M. Barkan D. Huancayo y.y

Fuente: Elaboración propia

Placa 2 (A-1):32.03 tn

c) Momento máximo

Dirección X-X

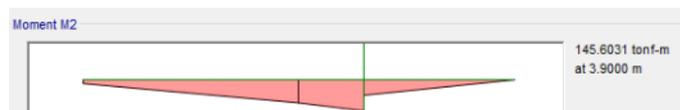


Figura 50 Momento máximo M. Barkan D. Huancayo x.x

Fuente: Elaboración propia

Placa 2(3-A) : 145.60 tn-m

Dirección Y-Y

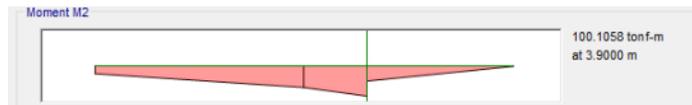


Figura 51 Momento máximo M. Barkan D. Huancayo y.y

Fuente: Elaboración propia

Placa 2 (A-1): 100.11 tn-m

4.4.1.2. Resultados del diseño dinámico modal espectral con modelo dinámico Barkan -Huancayo

A) Periodos de vibración

Tabla 55 Períodos de vibración Barkan D. Huancayo

Mode	Period	UX	UY
	sec		
1	0.418	0.7222	0.0008
2	0.273	0.002	0.423
3	0.16	0.0001	0.345
4	0.107	0.1074	0.0008
5	0.088	0.0022	0.044
6	0.055	0.0001	0.0316
7	0.05	0.0017	0.0019
8	0.045	0.0122	0.0005
9	0.033	0.0001	0.0014

Fuente: Elaboración propia

Las formas de modo predominante en la estructura es el modo T1=0.418 seg con 72% de masa participativa en dirección X y T2 =0.273 seg con 42% de masa participativa en la dirección Y.

B) Cortante dinámica basal de la estructura

- Dirección x

Tabla 56 Cortante basal x.x Barkan D. Huancayo

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story3	10.8	Top	164.4647	10.2002
		Bottom	164.4647	10.2002
Story2	7.35	Top	291.0079	15.0903
		Bottom	291.0079	15.0903
Story1	3.9	Top	361.9928	19.2712
		Bottom	1.4446	16.017
Base	0	Top	142.9979	1.0891
		Bottom	142.9979	1.0891
Fz	-2.1	Top	0	0
		Bottom	0	0

Fuente: Elaboración propia

La cortante basal máxima en la dirección x es 142.9979 tn-f.

-Dirección Y

Tabla 57 Cortante basal y.y Barkan D. Huancayo

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story3	10.8	Top	21.1927	226.3644
		Bottom	21.1927	226.3644
Story2	7.35	Top	31.521	426.6678
		Bottom	31.521	426.6678
Story1	3.9	Top	38.5838	551.0692
		Bottom	0.1595	485.8826
Base	0	Top	14.8333	11.2642
		Bottom	14.8333	11.2642
Fz	-2.1	Top	0	0
		Bottom	0	0

Fuente: Elaboración propia

La cortante máxima basal en la dirección Y es 485.8826 tnf.

C) Desplazamientos máximos

- Dirección X

Tabla 58 Desplazamientos máximos x.x Barkan D. Huancayo

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		m	m
Story3	10.8	Top	0.067261	0.005431
Story2	7.35	Top	0.046717	0.004081
Story1	3.9	Top	0.022868	0.002257
Base	0	Top	0.003583	0.000573
Fz	-2.1	Top	0.000154	0.000001

Fuente: Elaboración propia

- Dirección Y

Tabla 59 Desplazamientos máximos y.y Barkan D. Huancayo

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		m	m
Story3	10.8	Top	0.018074	0.02923
Story2	7.35	Top	0.013392	0.022083
Story1	3.9	Top	0.007231	0.012302
Base	0	Top	0.001222	0.003068
Fz	-2.1	Top	0.000029	0.000007

Fuente: Elaboración propia

C) DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ADMISIBLES

- Dirección X

Tabla 60 Desplazamientos relativos admisibles x.x Barkan D. Huancayo

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m			
Story3	10.8	Top	0.005986	0.00041
Story2	7.35	Top	0.006927	0.000538
Story1	3.9	Top	0.005864	0.000476
Base	0	Top	0.001696	0.000272
Fz	-2.1	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso es 0.006927

- Dirección Y

Tabla 61 Desplazamientos relativos admisibles y.y Barkan D. Huancayo

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m			
Story3	10.8	Top	0.001374	0.002096
Story2	7.35	Top	0.001793	0.002849
Story1	3.9	Top	0.001854	0.002574
Base	0	Top	0.000578	0.001458
Fz	-2.1	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso es 0.002849.

D) VERIFICACION DE IRREGULARIDAD TORSIONAL

Se debe verificar que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio en la dirección calculada, incluyendo la excentricidad accidental es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso.

Este criterio se aplica si el desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permisible indicado.

-Dirección X

Tabla 62 Verificación por torsión Barkan D. Huancayo

VERIFICACION POR TORSION				
TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts		> 0.0035		> 1.3
Story	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	Diaph D3 X	0.005986	0.005754	1.04
Story2	Diaph D2 X	0.006927	0.006613	1.048
Story1	Diaph D1 X	0.005864	0.00513	1.143

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que la estructura no presenta irregularidad por torsión, en todos los pisos los valores son >0.0035 pero no excede al 1.3.

Tabla 63 Verificación por torsión Barkan D. Huancayo y.y

VERIFICACION POR TORSION				
TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts		> 0.0025		> 1.3
Story	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	Diaph D3 Y	0.002096	0.0014	1.498
Story2	Diaph D2 Y	0.002849	0.001918	1.485
Story1	Diaph D1 Y	0.002574	0.001738	1.481

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que la estructura presenta irregularidad por torsión, ya que sus valores son >0.0025 y > 1.3 .

4.4.2. Modelo dinámico V.A.Ilichev- Distrito de Huancayo

VALORES DE DISEÑO- DISTRITO DE HUANCAYO

ZAPATA ESQUINERA

Area de la Zapata:	Az =	10.395	m ²
Densidad del suelo:	ρ_{suelo} =	1.82	kN.s ² /m ⁴
Módulo de Poisson:	μ =	0.35	
Módulo de Elasticidad:	E =	50	MPa
Ang ^o de Fricción interna:	ψ =	33.45	^o

ZAPATA EXCENTRICA

Valores de Diseño			
Area de la Zapata:	Az =	6.44	m ²
Densidad del suelo:	ρ_{suelo} =	1.82	kN.s ² /m ⁴
Módulo de Poisson:	μ =	0.35	
Módulo de Elasticidad:	E =	50	MPa
Ang ^o de Fricción interna:	ψ =	33.45	^o

ZAPATA CENTRAL

Valores de Diseño			
Area de la Zapata:	Az =	7.2275	m ²
Densidad del suelo:	ρ_{suelo} =	1.82	kN.s ² /m ⁴
Módulo de Poisson:	μ =	0.35	
Módulo de Elasticidad:	E =	50	MPa
Ang ^o de Fricción interna:	ψ =	33.45	^o

Cálculo de las velocidades de propagación de ondas
longitudinales y transversales

ZAPATA ESQUINERA

Por la siguiente formula determinamos las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales:

$$C_1^2 = \frac{(1-\mu).E}{(1+\mu).(1-2\mu).\rho}$$

$$C_2^2 = \frac{E}{2.(1+\mu).\rho}$$

Donde:

E: Modulo de deformación del suelo en la base de la cimentación kPa (T/m2)

μ : Coeficiente de Poisson

ρ : Densidad del suelo

Cálculo de Velocidad de Ondas

$$C_1^2 = \frac{(1-\mu).E}{(1+\mu).(1-2\mu).\rho}$$

C1 = 209.98 m/s

$$C_2^2 = \frac{E}{2.(1+\mu).\rho}$$

C2 = 100.87 m/s

Calculamos las características de rigidez por la tabla 2.2, cuando $\mu = 0.35$ tenemos:

Tabla 64 Características de rigidez $\mu=0.25$ llichev D. Huancayo

μ	b_{0z1}	K_{0z1}	m_{0z}	b_{0z2}	K_{0z2}
0,25	5,34	21,80	2,80	6,21	7,50
0,35	6,44	26,30	3,12	6,90	8,40
0,45	10,53	43,00	3,29	7,50	9,20
μ	$b_{0\phi1}$	$K_{0\phi1}$	$m_{0\phi}$	$b_{0\phi2}$	$K_{0\phi2}$
0,25	1,36	5,60	1,00	1,60	7,50
0,35	1,63	6,70	1,03	1,70	7,90
0,45	2,50	10,70	0,84	1,60	7,30
μ	b_{0r1}	K_{0r1}	m_{0r}	b_{0r2}	K_{0r2}
0,25	3,10	12,40	1,80	5,20	7,60
0,35	3,10	12,40	1,90	5,70	8,30
0,45	3,10	12,40	2,10	6,40	9,20

Fuente: Elaboración propia

K0Z1 = 26.30	K0f1 = 6.70	K0X1 = 12.40
K0Z2 = 8.40	K0f2 = 7.90	K0X2 = 8.30

Ahora por la tabla 2.3, cuando $\mu = 0.35$ tenemos:

Tabla 65 Características de rigidez $u=0.35$ llichev D. Huancayo

μ	b_{1z1}	K_{1z1}	m_{1z}	b_{1z2}	K_{1z2}
0.25	0.87	3.56	0.56	0.62	2.88
0.35	1.06	4.34	0.62	0.78	3.50
0.45	1.81	7.41	0.69	0.78	3.72
μ	$b_{1\phi1}$	$K_{1\phi1}$	$m_{1\phi}$	$b_{1\phi2}$	$K_{1\phi2}$
0.25	0.22	1.16	0.12	0.12	1.34
0.35	0.28	1.41	0.16	0.12	1.81
0.45	0.50	1.97	0.16	0.12	1.81
μ	b_{1r1}	K_{1r1}	m_{1r}	b_{1r2}	K_{1r2}
0.25	0.53	2.09	0.28	0.75	1.53
0.35	0.53	2.09	0.31	0.84	1.87
0.45	0.53	2.09	0.37	0.84	1.91

Fuente: Elaboración propia

K1Z1 = 4.34	K1f1 = 1.41	K1X1 = 2.09
K1Z2 = 3.50	K1f2 = 1.81	K1X2 = 1.87

Determinamos los coeficientes K0Z1 y K0Z2 por la siguiente formula cuando $\psi_s = 33.45^\circ$.

$$Y = Y_0 + Y_1 \operatorname{tg} \psi_s \sqrt{\frac{A}{\alpha}}$$

Donde: $\alpha = 1$

$$kZ1 = 12.82$$

$$kZ2 = 15.85$$

El coeficiente equivalente Kz lo calculamos con:

$$K = \frac{K_1 \cdot K_2}{K_1 + K_2}$$

$$kz = 7.09$$

Ahora por la formula siguiente determinamos el valor del coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme:

$$K_{X(Z)} = (C_2)^2 \cdot \rho \cdot k_{X(Z)} \cdot a$$

Radio asumido de la base de la cimentación:

$$a = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

$$a = 1.819$$

$$K_z = 23878.27 \text{ tn/m}$$

***Coeficiente de Rigidez de
compresión elástica uniforme***

Análogamente calculamos los coeficientes $K_x=K_y$; siguiendo el mismo procedimiento descrito anteriormente:

Determinamos los coeficientes:

$$k_{x1} = 5.91, k_{x2} = 12.28$$

El coeficiente equivalente lo calculamos con:

$$K_x = \frac{K_1 + K_2}{18.19}$$

Análogamente calculamos los coeficientes $K_{\phi x}; K_{\phi y}$ siguiendo el mismo procedimiento descrito anteriormente:

Análogamente calculamos las características del amortiguador siguiendo el mismo procedimiento descrito anteriormente:

Características del Amortiguador (Tabla 2.2 y 2.3)

$b_{0Z1} = 6.44$	$b_{0f1} = 1.63$	$b_{0X1} = 3.10$
$b_{0Z2} = 6.90$	$b_{0f2} = 1.70$	$b_{0X2} = 5.70$

$b_{1Z1} = 1.06$	$b_{1f1} = 0.28$	$b_{1X1} = 0.53$
$b_{1Z2} = 0.78$	$b_{1f2} = 0.12$	$b_{1X2} = 0.84$

Se sigue el mismo procedimiento, variando solo los valores del amortiguador; obteniendo los siguientes valores:

$$B_z = 139.81 \text{ tn.s/m}$$

$$B_x = 543.25 \text{ tn.s/m}$$

$$B_y = 543.25 \text{ tn.s/m}$$

$$B_{fX} = 110.04 \text{ tn.s.m}$$

$$B_{fy} = 110.04 \text{ tn.s.m}$$

Análogamente calculamos las características de masa siguiendo el mismo procedimiento descrito anteriormente:

Características de Masa (Tabla 2.2 y 2.3)

$m_{0Z} = 3.12$	$m_{0f} = 1.03$	$m_{0X} = 1.90$
$m_{1Z} = 0.62$	$m_{1f} = 0.16$	$m_{1X} = 0.31$

Se sigue el mismo procedimiento, variando solo los valores de la masa; obteniendo los siguientes valores:

$$M_z = 1.31 \quad \text{tn.s}^2/\text{m}$$

$$M_X = 1.03 \quad \text{tn.s}^2/\text{m}$$

$$M_y = 1.03 \quad \text{tn.s}^2/\text{m}$$

$$M_{fX} = 1.93 \quad \text{tn.s}^2.\text{m}$$

$$M_{fy} = 1.93 \quad \text{tn.s}^2.\text{m}$$

Se obtiene el cuadro resumen para la zapata esquinera:

Coeficientes de Rigidez				
Kx	Ky	Kz	K ϕ x	K ϕ y
61279.9	61279.9	23878.3	21602.1	21602.1

Disipación de Energía				
Bx	By	Bz	B ϕ x	B ϕ y
543.25	543.25	139.81	110.04	110.04

Coeficientes de Masa				
Mx	My	Mz	M ϕ x	M ϕ y
1.03	1.03	1.31	1.93	1.93

Tabla 66 Coeficiente rigidez, energía, masa Zap. Esquinera Ilichev D. Huancayo
ZAPATA EXCENTRICA

Se sigue el mismo procedimiento descrito para la zapata esquinera, donde lo único que varía es la dimensión de la zapata.

Se obtiene los siguientes resultados.

Tabla 67 Coeficiente rigidez, energía, masa Zap. Excéntrica Ilichev D. Huancayo

Coefficientes de Rigidez				
---------------------------------	--	--	--	--

Kx	Ky	Kz	K ϕ x	K ϕ y
125122.6	125122.6	31769.5	39969.1	39969.1

Disipación de Energía				
------------------------------	--	--	--	--

Bx	By	Bz	B ϕ x	B ϕ y
607.07	607.07	213.19	104.80	104.80

Coefficientes de Masa				
------------------------------	--	--	--	--

Mx	My	Mz	M ϕ x	M ϕ y
2.87	2.87	5.37	3.09	3.09

Fuente: Elaboración propia

ZAPATA CENTRICA

Se sigue el mismo procedimiento descrito para la zapata esquinera, donde lo único que varía es la dimensión de la zapata.

Se obtiene los siguientes resultados.

Tabla 68 Coeficiente rigidez, energía, masa Zap. céntrica Ilichev D. Huancayo

Coefficientes de Rigidez				
---------------------------------	--	--	--	--

Kx	Ky	Kz	K ϕ x	K ϕ y
4675907.2	4675907.2	40880.2	71112.4	71112.4

Disipación de Energía				
------------------------------	--	--	--	--

Bx	By	Bz	B ϕ x	B ϕ y
18007.23	18007.23	346.51	184.30	184.30

Coefficientes de Masa				
------------------------------	--	--	--	--

Mx	My	Mz	M ϕ x	M ϕ y
155.76	155.76	311.08	185.02	185.02

Fuente: Elaboración propia

Con los coeficientes de masa y rigidez, se procede el ingreso de sus respectivos datos, mediante el programa ETABS V.18.

Considerando la misma metodología del Cuadro N° 4.23. Pasos del A.S.D. Método Barkan-Savinov.

Recalcar que los resultados máximos obtenidos se adjuntaran en un cuadro resumen, luego de acabar de explicar cada uno de los modelos dinámicos propuestos.

4.4.3. Modelo dinámico Norma rusa- Distrito de Huancayo

El coeficiente de compresión elástica uniforme lo calcularemos por la siguiente formula:

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right)$$

b_0 : Coeficiente asumido para suelos arenosos=1; arenas arcillosas=1.2; para arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas=1.5

E: Modulo de deformación del suelo en la base de la cimentación kPa (T/m²).

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

ZAPATA ESQUINERA

MODELO DE NORMA RUSA	
Dimensiones Zapata:	
a (en x) =	270 cm
b (en y) =	385 cm
$b_0 =$	1.5 m ⁻¹
Es =	50 Mpa
A ₁₀ =	10 m ²
C_z =	14856.1 tn/m³

ZAPATA EXCENTRICA

MODELO DE NORMA RUSA	
Dimensiones Zapata:	
a (en x) =	280 cm
b (en y) =	230 cm
$b_0 =$	1.5 m ⁻¹
Es =	50 Mpa
A ₁₀ =	10 m ²
C_z =	16845.8 tn/m³

ZAPATA CENTRAL

MODELO DE NORMA RUSA	
Dimensiones Zapata:	
a (en x) =	295 cm
b (en y) =	245 cm
$b_0 =$	1.5 m ⁻¹
Es =	50 Mpa
A ₁₀ =	10 m ²
C_z =	16322.0 tn/m³

Luego, por las siguientes formulas determinamos los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme, compresión elástica no uniforme y desplazamiento elástico no uniforme:

$$C_x = 0,7C_z$$

$$C_\varphi = 2C_z$$

$$C_\psi = C_z$$

Tabla 69 Coeficiente "C" N. Rusa Zapatas- D. Huancayo

	Coeficientes "C"				
	C_x	C_y	$C_{\varphi x}$	$C_{\varphi y}$	$C_{\varphi z}$
Zap. Esquinera	10399.29	10399.29	29712.25	29712.25	14856.12
Zap. Excentrica	11792.09	11792.09	33691.68	33691.68	16845.84
Zap. Central	11425.40	11425.40	32644.01	32644.01	16322.00

Fuente: Elaboración propia

A través de las fórmulas calculamos los coeficientes de rigidez K_z , K_x , $k_{\varphi x}$, $k_{\varphi y}$, $k_{\varphi z}$:

$$K_z = C_z A$$

$$K_x = C_x A$$

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

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

Tabla 70 Coeficiente Rigidez "K" N. Rusa Zapatas- D. Huancayo

	Coeficiente de rigidez "K"					
	K_x	K_y	K_z	$k_{\varphi x}$	$k_{\varphi y}$	$k_{\varphi z}$
Zap. Esquinera	108100.6	108100.6	154429.4	381505	187631.727	284568.4
Zap. Excentrica	75941.05	75941.05	108487.2	95649.56	141756.618	118703.1
Zap. Central	82577.09	82577.09	117967.3	118016.4	171101.707	144559.1

Fuente: Elaboración propia

Ahora calculamos las características de la amortiguación relativa para las vibraciones verticales ξ_z .

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

$$P_m = 50 \text{ tn/m}^2 \quad p_m \leq \gamma_{ts} R$$

$$\xi_z = 0.164$$

Por las fórmulas calculamos las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotacionales:

$$\xi_x = 0,6\xi_z$$

$$\xi_\varphi = 0,5\xi_z$$

$$\xi_\psi = 0,3\xi_z$$

-Zapata esquinera

$$\xi_z = 0.164$$

$$\xi_x = 0.098$$

$$\xi_y = 0.098$$

$$\xi_{fix} = 0.082$$

$$\xi_{fiy} = 0.082$$

$$\xi_{\psi z} = 0.049$$

-Zapata excéntrica

$$\xi_z = 0.154$$

$$\xi_x = 0.092$$

$$\xi_y = 0.092$$

$$\xi_{fix} = 0.077$$

$$\xi_{fiy} = 0.077$$

$$\xi_{\psi z} = 0.046$$

-Zapata central

$$\xi_z = 0.157$$

$$\xi_x = 0.094$$

$$\xi_y = 0.094$$

$$\xi_{fix} = 0.078$$

$$\xi_{fiy} = 0.078$$

$$\xi_{\psi z} = 0.047$$

Como ahora existe vibración rotacional alrededor del eje vertical, entonces calculamos el momento de inercia de la masa para cada zapata respecto a este eje:

Zapata Esquinera

Mz=	9.274809	ton *seg ² *m
-----	----------	--------------------------

Zapata excéntrica

Mz=	9.919103	ton *seg ² *m
-----	----------	--------------------------

Zapata central

$$M_z = 678.0331 \text{ ton} \cdot \text{seg}^2 \cdot \text{m}$$

Para el modelo dinámico Ruso, como se describió, se debe considerar la vibración rotacional y el coeficiente de rigidez en el eje vertical (Z).

Con los coeficientes de masa y rigidez, se procede el ingreso de sus respectivos datos, mediante el programa ETABS V.18.

Considerando la misma metodología del Cuadro N° 4.23. Pasos del A.S.D. Método Barkan-Savinov.

Recalcar que los resultados máximos obtenidos se adjuntaran en un cuadro resumen, luego de acabar de explicar cada uno de los modelos dinámicos propuestos.

4.4.4. Modelo dinámico Sargsian- Distrito de Huancayo

Por las siguientes formulas determinamos los coeficientes de rigidez:

$$K_x = \frac{28,8.(1-\mu^2).\rho.C_2^2.\sqrt{A}}{\pi.(7-8\mu)}$$

$$K_\varphi = \frac{8,52.\rho.C_2^2.I}{\sqrt{\pi}.(1-\mu).\sqrt{A}}$$

$$K_z = \frac{\rho.C_1^2.\sqrt{A}}{\Phi.(1-\mu^2)}$$

Se obtiene:

Tabla 71 Coeficiente Rigidez "K" Sargsian - D. Huancayo

	Coeficiente de rigidez "K"				
	K_x	K_y	K_z	$k_{\varphi x}$	$k_{\varphi y}$
Zap. Esquinera	11435.60	11435.6	35395.53	54539.36	54539.36
Zap. Excentrica	9000.98	9000.976	27859.87	15320.57	15320.57
Zap. Central	9535.44	9535.44	29514.15	18416.31	18416.31

Fuente: Elaboración propia

Con los coeficientes de masa y rigidez, se procede el ingreso de sus respectivos datos, mediante el programa ETABS V.18.

Considerando la misma metodología del Cuadro N° 4.23. Pasos del A.S.D. Método Barkan-Savinov. Adjuntamos un cuadro resumen de cada zapata con sus coeficientes de rigidez "K" y de masa, de los

últimos 3 modelos dinámicos descritos, no consideramos Barkan, debido que ese modelo el cálculo de los coeficientes de masa es distinto.

Recaltar que los resultados máximos obtenidos se adjuntaran en un cuadro resumen.

Tabla 72 Resumen zapata esquinera D. Huancayo

Cuadro Resumen-Distrito de Huancayo

Zapata Esquinera	Mx	My	Mz	M ϕ x	M ϕ y	M ϕ z
	1.03	1.03	1.31	1.93	1.93	9.28
Modelo dinamico	K_x	K_y	K_z	$k_{\phi x}$	$k_{\phi y}$	$k_{\phi z}$
llichev	61279.9	61279.9	23878.3	21602.1	21602.1	
Norma Rusa	108100.6	108100.6	154429.4	381505	187631.7	284568.4
Sargsian	11435.6	11435.6	35395.53	54539.36	54539.36	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 73 Resumen zapata excéntrica D. Huancayo

Zapata Excentrica	Mx	My	Mz	M ϕ x	M ϕ y	M ϕ z
	2.87	2.87	5.37	3.09	3.09	9.92
Modelo dinamico	K_x	K_y	K_z	$k_{\phi x}$	$k_{\phi y}$	$k_{\phi z}$
llichev	125122.6	125122.6	31769.5	39969.1	39969.1	
Norma Rusa	75941.05	75941.05	108487.2	95649.56	141756.6	118703.1
Sargsian	9000.976	9000.976	27859.87	15320.57	15320.57	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 74 Resumen zapata céntrica D. Huancayo

Zapata Central	Mx	My	Mz	M ϕ x	M ϕ y	M ϕ z
	155.76	155.76	311.08	185.02	185.02	678.03
Modelo dinamico	K_x	K_y	K_z	$k_{\phi x}$	$k_{\phi y}$	$k_{\phi z}$
llichev	4675907	4675907	40880.2	71112.4	71112.4	
Norma Rusa	82577.09	82577.09	117967.3	118016.4	171101.7	144559.1
Sargsian	9535.44	9535.44	29514.15	18416.31	18416.31	

Fuente: Elaboración propia

4.4.5. Resultados-Distrito de Huancayo

Los resultados a mostrar son los máximos obtenidos en cada uno del apartado, se dividió en dos direcciones “X” e “Y”, ya que, nuestro sistema estructural varía en ambas direcciones:

Primero consideramos la dirección “X”:

Tabla 75 Esfuerzos internos Modelos dinámicos D. Huancayo

DIRECCION X-X			
ESFUERZOS INTERNOS			
MODELO DINAMICO	FUERZA AXIAL MAXIMA	CORTANTE MAXIMA	MOMENTO MAXIMO
COMUN	29.08	46.63	154.59
BARKAN	23.98	41.30	145.60
NORMA RUSA	23.58	44.47	140.93
ILICHEV	25.64	58.98	178.87
SARGSIAN	11.05	38.04	113.94

Fuente: Elaboración propia

Tabla 76 Comportamiento sísmico Modelos dinámicos Dirección x.x- Huancayo

DIRECCION X-X				
COMPORTAMIENTO SISMICO				
MODELO DINAMICO	CORTANTE BASAL	DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS	DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS RELATIVOS	PERIODO DE VIBRACION
COMUN	152.73	0.0656	0.0067	0.4090
BARKAN	142.99	0.0673	0.0069	0.4180
NORMA RUSA	119.85	0.0711	0.0070	0.4450
ILICHEV	204.68	0.0801	0.0081	0.4620
SARGSIAN	83.33	0.1294	0.0611	0.7610

Fuente: Elaboración propia

Dirección “Y”:

Tabla 77 Esfuerzos internos Dirección y.y Modelos dinámicos D. Huancayo

DIRECCION Y-Y			
ESFUERZOS INTERNOS			
MODELO DINAMICO	FUERZA AXIAL MAXIMA	CORTANTE MAXIMA	MOMENTO MAXIMO
COMUN	170.18	38.38	116.43
BARKAN	154.01	32.03	100.11
NORMA RUSA	168.28	31.88	94.81
ILICHEV	155.88	28.91	80.90
SARGSIAN	2.30	0.77	1.61

Fuente: Elaboración propia

Tabla 78 Comportamiento sísmico Modelos dinámicos Dirección y.y - Huancayo

DIRECCION Y-Y				
COMPORTAMIENTO SISMICO				
MODELO DINAMICO	CORTANTE BASAL	DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS	DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS RELATIVOS	PERIODO DE VIBRACION
COMUN	552.58	0.0332	0.0031	0.2870
BARKAN	485.88	0.0292	0.0028	0.2730
NORMA RUSA	390.03	0.0327	0.0031	0.2760
ILICHEV	489.93	0.0300	0.0028	0.2800
SARGSIAN	254.58	0.1323	0.0527	0.7800

Fuente: Elaboración propia

Irregularidad torsional:

La verificación por torsión lo desarrollamos por cada modelo dinámico descrito, tanto en la dirección "X" e "Y".

Modelo dinámico Ilichev

Tabla 79 Irregularidad torsional Ilichev Dirección x.x- Huancayo

VERIFICACION POR TORSION X				
		Desplaza. Entrepiso >50%		Excen. Accidental >1.3
		> 0.0035		> 1.3
Story	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	Diaph D3 X	0.006398	0.006182	1.035
Story2	Diaph D2 X	0.007644	0.007348	1.04
Story1	Diaph D1 X	0.008141	0.006691	1.217

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que la estructura no presenta irregularidad por torsión, en todos los pisos los valores son >0.0035 pero no excede al 1.3.

-Dirección Y

Tabla 80 Irregularidad torsional Ilichev Dirección y.y – Huancayo

VERIFICACION POR TORSION Y				
		Desplaza. Entrepiso >50%		Excen. Accidental >1.3
		> 0.0025		> 1.3
Story	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	Diaph D3 Y	0.002072	0.001388	1.493
Story2	Diaph D2 Y	0.002793	0.001889	1.478
Story1	Diaph D1 Y	0.002494	0.001692	1.474

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que la estructura presenta irregularidad por torsión, ya que sus valores en el piso 1 y2 son >0.0025 y > 1.3.

Modelo dinámico Sargsian

Tabla 81 Irregularidad torsional Sargsian Dirección x e y- Huancayo

VERIFICACION POR TORSION X				
		Desplaza. Entrepiso >50%		Excen. Accidental >1.3
		> 0.0035		> 1.3
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	DERI X	0.000594	0.00058	1.025
Story2	DERI X	0.000778	0.000758	1.028
Story1	DERI X	0.004357	0.00252	1.729
VERIFICACION POR TORSION Y				
		Desplaza. Entrepiso >50%		Excen. Accidental >1.3
		> 0.0025		> 1.3
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	DERI Y	0.000005	0.000004	1.173
Story2	DERI Y	0.000023	0.000019	1.237
Story1	DERI Y	0.009994	0.005013	1.994

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que la estructura presenta irregularidad por torsión, ya que sus valores en el piso 1 y2 son >0.0025 y > 1.3 .

Modelo dinámico Rusia

Tabla 82 Irregularidad torsional N. Rusa Dirección x e y- Huancayo

VERIFICACION POR TORSION X				
		Desplaza. Entrepiso >50%		Excen. Accidental >1.3
		> 0.0035		> 1.3
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	DERIX	0.001299	0.001253	1.036
Story2	DERIX	0.001547	0.001484	1.043
Story1	DERIX	0.001534	0.001297	1.182
VERIFICACION POR TORSION Y				
		Desplaza. Entrepiso >50%		Excen. Accidental >1.3
		> 0.0025		> 1.3
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	DERIY	0.001012	0.000567	1.784
Story2	DERIY	0.001388	0.000773	1.794
Story1	DERIY	0.001318	0.000745	1.769

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que la estructura presenta irregularidad por torsión, ya que sus valores en el piso 1 y2 son >0.0025 y > 1.3 .

4.5. Modelos dinámicos para la rigidez del suelo -Distrito de Tambo considerando la interacción suelo estructura

4.5.1. Modelo dinámico D.D. Barkan-O.A. Savinov- Distrito de Tambo

Para este método se incorpora en el modelo tridimensional, la cimentación con sus respectivos coeficientes de rigidez y la masa de cada una de ellas (Traslacional y rotacional), adicionando estos factores en el centroide de cada zapata.

Solo para este modelo se considerará mostrar de forma gráfica los resultados obtenidos.

Se sigue el mismo procedimiento, anteriormente descrito en el modelo Barkan-distrito de Huancayo, donde se obtiene la presión estática:

Tabla 83 Peso total del edificio M. Barkan- Tambo

	Presion estática ρ
Zap. Esquinera	0.328042
Zap. Excentrica	1.058851
Zap. Central	1.621723

Fuente: Elaboración propia

Procedemos a calcular el coeficiente D_o de la cimentación.

$$D_0 = 1.733$$

$$D_0 = \frac{1-\mu}{1-0,5\mu} \cdot C_0$$

Donde; μ es coeficiente de poisson del suelo y C_0 es coeficiente de balasto inicial, los cuales se obtienen de la tabla característica del suelo de fundación-Distrito de Tambo.

Con las siguientes formulas se calcula el coeficiente "C":

$$C_z = C_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta.A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_x = D_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta.A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_\varphi = C_0 \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta.A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

Tabla 84 Coeficiente "C" M. Barkan- D. Tambo

	Coeficientes "C"				
	C_x	C_y	C_z	$C_{\varphi x}$	$C_{\varphi y}$
Zap. Esquinera	304512.71	304512.71	6368.30	10542.46	9295.63
Zap. Excentrica	265969.72	265969.72	13079.54	20311.02	21883.08
Zap. Central	390207.58	390207.58	15625.84	24120.26	25853.82

Fuente: Elaboración propia

Para las siguientes formulas, determinamos los coeficientes de rigidez "K".

Tabla 85 Coeficiente "K" M. Barkan- D. Tambo

	Coeficiente de rigidez "K"				
	K_x	K_y	K_z	$k_{\varphi x}$	$k_{\varphi y}$
Zap. Esquinera	3165410	3165410	66198.49	135365.1	5870156.98
Zap. Excentrica	1712845	1712845	84232.25	57662.31	9207233.18
Zap. Central	2820225	2820225	112935.8	87200.92	13551132.9

Fuente: Elaboración propia

Se procederá a manera de guía para posteriores trabajos, a colocar de manera ilustrativa solo para este modelo dinámico Barkan, los resultados obtenidos en los esfuerzos internos de la estructura y del diseño modal dinámico; no obstante; los demás modelos y sus resultados se adjuntará en un cuadro resumen.

4.5.1.1. Resultados de los esfuerzos internos de la estructura modelo Barkan-tambo

a) Fuerza axial máxima

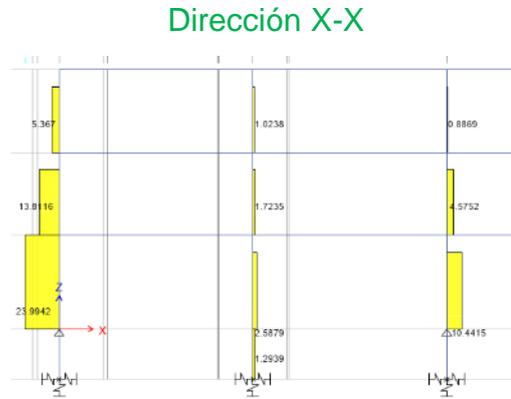


Figura 52 Fuerza axial máxima M. Barkan D. Tambo

Fuente: Elaboración propia

Placa 2(3-A): 23.9942 tn-m

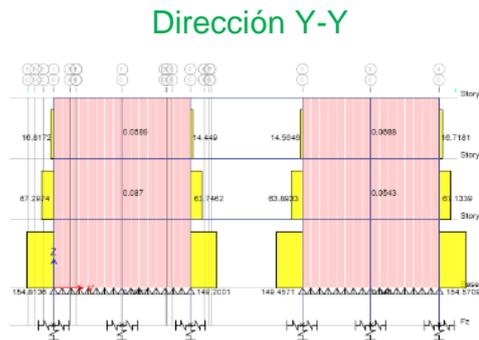


Figura 53 Fuerza axial máxima M. Barkan D. Tambo y.y

Fuente: Elaboración propia

Placa 1(C-1): 154.8136 tn-m

b) Cortante máxima



Figura 54 Cortante máxima M. Barkan Tambo x.x

Fuente: Elaboración propia

Placa 2(EJE 3-A): 41.3191 tnf.

Dirección Y-Y

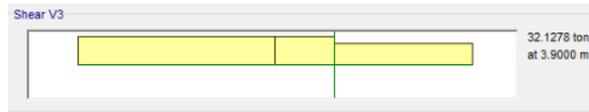


Figura 55 Cortante máxima M. Barkan Tambo y.y

Fuente: Elaboración propia

Placa 2 (A-1):32.1278 tn

c) Momento máximo

Dirección X-X

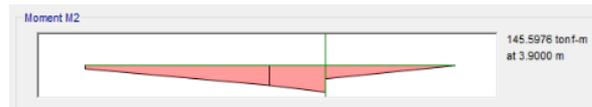


Figura 56 Momento máximo M. Barkan D. Tambo x.x

Fuente: Elaboración propia

Placa 2(3-A) : 145.5976 tn-m

Dirección Y-Y

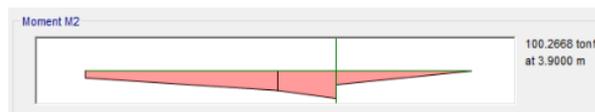


Figura 57 Momento máximo M. Barkan D. Tambo y.y

Fuente: Elaboración propia

Placa 2 (A-1): 100.2628 tn-m

4.5.1.2 Resultados del diseño dinámico modal espectral con modelo dinámico Barkan -Tambo

A) Periodos de vibración

Tabla 86 Períodos de vibración Barkan D. Tambo

Mode	Period	UX	UY
	sec		
1	0.419	0.7223	0.0008
2	0.274	0.002	0.4231
3	0.16	0.0001	0.345
4	0.107	0.1074	0.0008
5	0.088	0.0022	0.0439
6	0.055	0.0001	0.0316
7	0.05	0.0017	0.0019
8	0.045	0.0122	0.0005
9	0.033	0.0001	0.0014

Fuente: Elaboración propia

Las formas de modo predominante en la estructura es el modo T1=0.419 seg con 72% de masa participativa en dirección X y T2 =0.274 seg con 42% de masa participativa en la dirección Y.

B) Cortante dinámica basal de la estructura

- Dirección x

Tabla 87 Cortante basal x.x Barkan D. Tambo

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
			tonf	tonf
Story3	10.8	Top	164.4573	10.1971
		Bottom	164.4573	10.1971
Story2	7.35	Top	291.0143	15.0819
		Bottom	291.0143	15.0819
Story1	3.9	Top	362.0315	19.2635
		Bottom	1.4473	16.0773
Base	0	Top	142.1994	1.047
		Bottom	142.1994	1.047
Fz	-2.1	Top	0	0
		Bottom	0	0

Fuente: Elaboración propia

La cortante basal máxima en la dirección x es 142.194 tn-f.

-Dirección Y

Tabla 88 Cortante basal y.y Barkan D. Tambo

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
			tonf	tonf
Story3	10.8	Top	21.1916	226.3364
		Bottom	21.1916	226.3364
Story2	7.35	Top	31.5137	426.6564
		Bottom	31.5137	426.6564
Story1	3.9	Top	38.5726	551.1379
		Bottom	0.1598	486.6778
Base	0	Top	14.7441	10.8164
		Bottom	14.7441	10.8164
Fz	-2.1	Top	0	0
		Bottom	0	0

Fuente: Elaboración propia

La cortante máxima basal en la dirección Y es 486.6768 tnf.

C) Desplazamientos máximos

- Dirección X

Tabla 89 Desplazamientos máximos x.x Barkan D. Tambo

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
			m	m
Story3	10.8	Top	0.067364	0.005435
Story2	7.35	Top	0.046793	0.004085
Story1	3.9	Top	0.022917	0.002262
Base	0	Top	0.003599	0.000593
Fz	-2.1	Top	0.00018	0.000001

Fuente: Elaboración propia

- Dirección Y

Tabla 90 Desplazamientos máximos y.y Barkan D. Tambo

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
			m	m
Story3	10.8	Top	0.018094	0.029264
Story2	7.35	Top	0.013411	0.022116
Story1	3.9	Top	0.007249	0.012336
Base	0	Top	0.001229	0.003177
Fz	-2.1	Top	0.000034	0.000008

Fuente: Elaboración propia

C) DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ADMISIBLES

- Dirección X

Tabla 91 Desplazamientos relativos admisibles x.x Barkan D. Tambo

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m			
Story3	10.8	Top	0.005994	0.00041
Story2	7.35	Top	0.006935	0.000538
Story1	3.9	Top	0.005876	0.000474
Base	0	Top	0.001702	0.000282
Fz	-2.1	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso es 0.006935

- Dirección Y

Tabla 93 Desplazamientos relativos admisibles y.y Barkan D. Tambo

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m			
Story3	10.8	Top	0.001374	0.002097
Story2	7.35	Top	0.001793	0.002848
Story1	3.9	Top	0.001859	0.002565
Base	0	Top	0.000581	0.001509
Fz	-2.1	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso es 0.002848-

D) VERIFICACION DE IRREGULARIDAD TORSIONAL

Se debe verificar que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio en la dirección calculada, incluyendo la excentricidad accidental es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso.

Este criterio se aplica si el desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permisible indicado.

-Dirección X

Tabla 92 Verificación por torsión Barkan D. Tambo

VERIFICACION POR TORSION				
TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts		> 0.0035		> 1.3
Story	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	Diaph D3 X	0.005994	0.005762	1.04
Story2	Diaph D2 X	0.006935	0.006621	1.047
Story1	Diaph D1 X	0.005876	0.00514	1.143

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que la estructura no presenta irregularidad por torsión, en todos los pisos los valores son >0.0035 pero no excede al 1.3.

Tabla 93 Verificación por torsión y.y Barkan D. Tambo

VERIFICACION POR TORSION				
TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts		> 0.0025		> 1.3
Story	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	Diaph D3 Y	0.002097	0.0014	1.498
Story2	Diaph D2 Y	0.002848	0.001918	1.485
Story1	Diaph D1 Y	0.002565	0.001733	1.481

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que la estructura presenta irregularidad por torsión, ya que sus valores son >0.0025 y > 1.3 .

4.5.2. Modelo dinámico V.A. Ilichev- Distrito de Tambo

VALORES DE DISEÑO- DISTRITO DE TAMBO

- ZAPATA ESQUINERA

Tabla 94 Valores de diseño Z. esquinera Ilichev – Tambo

Valores de Diseño			
Area de la Zapata:	Az =	10.395	m ²
Densidad del suelo:	ρ_{suelo} =	1.95	kN.s ² /m ⁴
Módulo de Poisson:	μ =	0.35	
Módulo de Elasticidad:	E =	50	MPa
Ang° de Fricción interna:	ψ =	30.14	°

Fuente: Elaboración propia

- ZAPATA EXCENTRICA

Tabla 95 Valores de diseño Z. excéntrica Ilichev – Tambo

Valores de Diseño			
Area de la Zapata:	Az =	6.44	m ²
Densidad del suelo:	ρ_{suelo} =	1.95	kN.s ² /m ⁴
Módulo de Poisson:	μ =	0.35	
Módulo de Elasticidad:	E =	50	MPa
Ang° de Fricción interna:	ψ =	30.14	°

Fuente: Elaboración propia

- ZAPATA CENTRAL

Tabla 96 Valores de diseño Z. central Ilichev – Tambo

Valores de Diseño			
Area de la Zapata:	Az =	7.2275	m ²
Densidad del suelo:	$\rho_{\text{suelo}} =$	1.95	kN.s ² /m ⁴
Módulo de Poisson:	$\mu =$	0.35	
Módulo de Elasticidad:	E =	50	MPa
Ang ^o de Fricción interna:	$\psi =$	30.14	°

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la rigidez, amortiguamiento y masas de cada zapata por el modelo dinámico de Ilichev

Con los valores de diseño de cada zapata, se prosigue con los cálculos, se sigue el mismo procedimiento descrito para la zona de Huancayo, por lo cual solo se colocará los resultados para cada zapata.

ZAPATA ESQUINERA

Tabla 97 Coeficiente rigidez, energía, masa Zap. Esquinera Ilichev D. Tambo

Coeficientes de Rigidez				
Kx	Ky	Kz	K ϕ x	K ϕ y
25596.9	25596.9	-60750.2	-83414.6	-83414.6

Disipación de Energía				
Bx	By	Bz	B ϕ x	B ϕ y
387.48	387.48	-163.14	-178.82	-178.82

Coeficientes de Masa				
Mx	My	Mz	M ϕ x	M ϕ y
-0.66	-0.66	-2.12	-0.94	-0.94

Fuente: Elaboración propia

ZAPATA EXCENTRICA

Tabla 98 Coeficiente rigidez, energía, masa Zap. Excéntrica Ilichev D. Tambo

Coeficientes de Rigidez				
Kx	Ky	Kz	K ϕ x	K ϕ y
85247.4	85247.4	27530.9	31199.1	31199.1

Disipación de Energía				
Bx	By	Bz	B ϕ x	B ϕ y
476.92	476.92	180.02	89.66	89.66

Coeficientes de Masa				
Mx	My	Mz	M ϕ x	M ϕ y
1.83	1.83	3.26	1.99	1.99

Fuente: Elaboración propia

ZAPATA CENTRAL

Tabla 99 Coeficiente rigidez, energía, masa Zap. Central Ilichev D. Tambo

Coeficientes de Rigidez				
Kx	Ky	Kz	K ϕ x	K ϕ y
103525.4	103525.4	30960.1	41103.1	41103.1

Disipación de Energía				
Bx	By	Bz	B ϕ x	B ϕ y
588.80	588.80	219.45	122.11	122.11

Coeficientes de Masa				
Mx	My	Mz	M ϕ x	M ϕ y
2.63	2.63	4.80	3.20	3.20

Fuente: Elaboración propia

Con los coeficientes de masa y rigidez, se procede el ingreso de sus respectivos datos, mediante el programa ETABS V.18.

Considerando la misma metodología del Cuadro N° 4.23. Pasos del A.S.D. Método Barkan-Savinov.

Recalcar que los resultados máximos obtenidos se adjuntaran en un cuadro resumen, luego de acabar de explicar cada uno de los modelos dinámicos propuestos.

4.5.3. Modelo dinámico Norma rusa- Distrito de Tambo

Se sigue el mismo procedimiento descrito para el distrito de Huancayo, obteniendo los mismos resultados, ya que sus propiedades del suelo en el modulo de elasticidad y sus coeficientes no varia. Se tiene :

Tabla 100 Coeficiente "C"N. Rusa Zapatas- D. Tambo

	Coeficientes "C"				
	C _x	C _y	C _{ϕx}	C _{ϕy}	C _{ϕz}
Zap. Esquinera	10399.29	10399.29	29712.25	29712.25	14856.12
Zap. Excentrica	11792.09	11792.09	33691.68	33691.68	16845.84
Zap. Central	11425.40	11425.40	32644.01	32644.01	16322.00

Fuente: Elaboración propia

Tabla 101 Coeficiente Rigidez "K" N. Rusa Zapatas- D. Tambo

	Coeficiente de rigidez "K"					
	K_X	K_Y	K_Z	$k_{\varphi X}$	$k_{\varphi Y}$	$k_{\varphi Z}$
Zap. Esquinera	108100.6	108100.6	154429.4	381505	187631.727	284568.4
Zap. Excentrica	75941.05	75941.05	108487.2	95649.56	141756.618	118703.1
Zap. Central	82577.09	82577.09	117967.3	118016.4	171101.707	144559.1

Fuente: Elaboración propia

Zapata esquinera:

$$\xi_z = 0.164$$

$$\xi_x = 0.098$$

$$\xi_y = 0.098$$

$$\xi_{fix} = 0.082$$

$$\xi_{fiy} = 0.082$$

$$\xi_{\psi z} = 0.049$$

-Zapata excéntrica:

$$\xi_z = 0.154$$

$$\xi_x = 0.092$$

$$\xi_y = 0.092$$

$$\xi_{fix} = 0.077$$

$$\xi_{fiy} = 0.077$$

$$\xi_{\psi z} = 0.046$$

-Zapata central:

$$\xi_z = 0.157$$

$$\xi_x = 0.094$$

$$\xi_y = 0.094$$

$$\xi_{fix} = 0.078$$

$$\xi_{fiy} = 0.078$$

$$\xi_{\psi z} = 0.047$$

Como ahora existe vibración rotacional alrededor del eje vertical, entonces calculamos el momento de inercia de la masa de la zapata respecto a este eje:

Zapata esquinera $M_z = -5.94308$ ton *seg²*m

Zapata excéntrica $M_z = 6.324724$ ton *seg²*m

Zapata central $M_z = 11.44856$ ton *seg²*m

Para el modelo dinámico Ruso, como se describió, se debe considerar la vibración rotacional y el coeficiente de rigidez en el eje vertical (Z).

Con los coeficientes de masa y rigidez, se procede el ingreso de sus respectivos datos, mediante el programa ETABS V.18.

Considerando la misma metodología del Cuadro N° 4.23. Pasos del A.S.D. Método Barkan-Savinov.

Recalcar que los resultados máximos obtenidos se adjuntaran en un cuadro resumen, luego de acabar de explicar cada uno de los modelos dinámicos propuestos.

4.5.4. Modelo dinámico Sargsian- Distrito de Tambo

Por las siguientes formulas determinamos los coeficientes de rigidez:

$$K_x = \frac{28,8.(1-\mu^2).\rho.C_2^2.\sqrt{A}}{\pi.(7-8\mu)}$$

$$K_\varphi = \frac{8,52.\rho.C_2^2.I}{\sqrt{\pi}.(1-\mu).\sqrt{A}}$$

$$K_z = \frac{\rho.C_1^2.\sqrt{A}}{\Phi.(1-\mu^2)}$$

Se obtiene:

Tabla 102 Coeficiente Rigidez "K" Sargsian - D. Tambo

	Coeficiente de rigidez "K"					
	K_x	K_y	K_z	$k_{\varphi x}$	$k_{\varphi y}$	$k_{\varphi z}$
Zap. Esquinera	11435.60	11435.6	35395.53	54539.36	54539.36	-
Zap. Excentrica	9000.98	9000.976	27859.87	15320.57	15320.57	-
Zap. Central	9535.44	9535.44	29514.15	18416.31	18416.31	-

Fuente: Elaboración propia

Con los coeficientes de masa y rigidez, se procede el ingreso de sus respectivos datos, mediante el programa ETABS V.18.

Considerando la misma metodología del Cuadro N° 4.23. Pasos del A.S.D. Método Barkan-Savinov. Adjuntamos un cuadro resumen de cada zapata con sus coeficientes de rigidez "K" y de masa, de los últimos 3 modelos dinámicos descritos, no consideramos Barkan, debido que ese modelo el cálculo de los coeficientes de masa es distinto.

Recalcar que los resultados máximos obtenidos se adjuntaran en un cuadro resumen.

Tabla 103 Resumen zapata esquinera D. Tambo

Cuadro Resumen-Distrito de Tambo

Zapata Esquinera	Mx	My	Mz	M ϕ x	M ϕ y	M ϕ z
	-0.66	-0.66	-2.12	-0.94	-0.94	-5.94
Modelo dinámico	K_x	K_y	K_z	$k_{\phi x}$	$k_{\phi y}$	$k_{\phi z}$
llichev	25596.9	25596.9	-60750.2	-83414.6	-83414.6	
Norma Rusa	108100.6	108100.6	154429.4	381505	187631.7	284568.4
Sargsian	11435.6	11435.6	35395.53	54539.36	54539.36	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 104 Resumen zapata excéntrica D. Tambo

Zapata Excentrica	Mx	My	Mz	M ϕ x	M ϕ y	M ϕ z
	1.83	1.83	3.26	1.99	1.99	6.33
Modelo dinámico	K_x	K_y	K_z	$k_{\phi x}$	$k_{\phi y}$	$k_{\phi z}$
llichev	85247.4	85247.4	27530.9	31199.1	31199.1	
Norma Rusa	75941.05	75941.05	108487.2	95649.56	141756.6	118703.1
Sargsian	9000.976	9000.976	27859.87	15320.57	15320.57	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 105 Resumen zapata céntrica D. Tambo

Zapata Central	Mx	My	Mz	M ϕ x	M ϕ y	M ϕ z
	2.63	2.63	4.8	3.2	3.2	11.45
Modelo dinámico	K_x	K_y	K_z	$k_{\phi x}$	$k_{\phi y}$	$k_{\phi z}$
llichev	103525.4	103525.4	30960.1	41103.1	41103.1	
Norma Rusa	82577.09	82577.09	117967.3	118016.4	171101.7	144559.1
Sargsian	9535.44	9535.44	29514.15	18416.31	18416.31	

Fuente: Elaboración propia

4.5.1.5. Resultados - Distrito de Tambo

Los resultados a mostrar son los máximos obtenidos en cada uno del apartado, se dividió en dos direcciones "X" e "Y", ya que, nuestro sistema estructural varía en ambas direcciones:

Primero consideramos la dirección "X":

Tabla 106 Esfuerzos internos Tambo Dirección x.x

DIRECCION X-X			
ESFUERZOS INTERNOS			
MODELO DINAMICO	FUERZA AXIAL MAXIMA	CORTANTE MAXIMA	MOMENTO MAXIMO

COMUN	29.08	46.63	154.59
BARKAN	23.99	41.32	145.60
NORMA RUSA	24.92	47.01	148.53
ILICHEV	28.84	95.30	256.53
SARGSIAN	27.37	43.58	94.45

Fuente: Elaboración propia

Tabla 107 Comportamiento sísmico Dirección x.x - Tambo

DIRECCION X-X				
COMPORTAMIENTO SISMICO				
MODEL O DINAMICO	CORTANTE BASAL	DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS	DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS RELATIVOS	PERIODO DE VIBRACION
COMUN	152.73	0.0656	0.0067	0.409
BARKAN	142.19	0.0674	0.0069	0.419
NORMA RUSA	129.65	0.0749	0.0073	0.445
ILICHEV	379.47	0.1022	0.0132	0.529
SARGSIAN	91.04	0.0976	0.0113	0.519

Fuente: Elaboración propia

Dirección "Y":

Tabla 108 Esfuerzos internos Tambo Dirección y.y

DIRECCION Y-Y			
ESFUERZOS INTERNOS			
MODELO DINAMICO	FUERZA AXIAL MAXIMA	CORTANTE MAXIMA	MOMENTO MAXIMO
COMUN	170.18	38.38	116.43
BARKAN	154.81	32.13	100.26
NORMA RUSA	154.40	30.10	89.26
ILICHEV	153.83	25.88	49.24
SARGSIAN	156.45	22.14	54.58

Fuente: Elaboración propia

Tabla 109 Comportamiento sísmico Dirección y.y – Tambo

DIRECCION Y-Y				
COMPORTAMIENTO SISMICO				
MODELO DINAMICO	CORTANTE BASAL	DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS	DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS RELATIVOS	PERIODO DE VIBRACION
COMUN	552.58	0.0332	0.0031	0.2870
BARKAN	486.68	0.0293	0.0028	0.2740
NORMA RUSA	481.81	0.0294	0.0028	0.2760
ILICHEV	476.41	0.0301	0.0032	0.2850
SARGSIAN	489.84	0.0304	0.0028	0.2830

Fuente: Elaboración propia

Irregularidad torsional:

La verificación por torsión lo desarrollamos por cada modelo dinámico descrito, tanto en la dirección “X” e “Y”.

Modelo dinámico Ilichev

Tabla 110 Irregularidad torsional - Ilichev. Dirección x.x

VERIFICACION POR TORSION X				
		Desplaza. Entrepiso >50%		Excen. Accidental >1.3
		> 0.0035		> 1.3
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	DERIX	0.007059	0.00686	1.029
Story2	DERIX	0.008972	0.008693	1.032
Story1	DERIX	0.012064	0.009612	1.255

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que la estructura no presenta irregularidad por torsión, en todos los pisos los valores son >0.0035 pero no excede al 1.3.

Tabla 111 Irregularidad torsional Dirección y.y Ilichev

VERIFICACION POR TORSION Y				
		Desplaza. Entrepiso >50%		Excen. Accidental >1.3
		> 0.0025		> 1.3
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	DERIY	0.002022	0.001361	1.486
Story2	DERIY	0.002752	0.001871	1.471
Story1	DERIY	0.003191	0.002021	1.578

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que la estructura presenta irregularidad por torsión, ya que sus valores son >0.0025 y > 1.3.

Modelo dinámico Sargsian

Tabla 112 Irregularidad torsional Dirección x e y Sargsian

VERIFICACION POR TORSION X				
		Desplaza. Entrepiso >50%		Excen. Accidental >1.3
		> 0.0035		> 1.3
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	DERI X	0.001537	0.001493	1.029
Story2	DERI X	0.001926	0.001864	1.033
Story1	DERI X	0.002503	0.001981	1.263
VERIFICACION POR TORSION Y				
		Desplaza. Entrepiso >50%		Excen. Accidental >1.3
		> 0.0025		> 1.3
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	DERI Y	0.000905	0.000607	1.49
Story2	DERI Y	0.001231	0.000834	1.476
Story1	DERI Y	0.001137	0.000748	1.521

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que la estructura presenta irregularidad por torsión, ya que sus valores en el piso 1 y 2 son >0.0025 y > 1.3 .

Modelo dinámico ruso

Tabla 113 Irregularidad torsional Dirección x e y N. Rusa

VERIFICACION POR TORSION X				
		Desplaza. Entrepiso >50%		Excen. Accidental >1.3
		> 0.0035		> 1.3
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	DERI X	0.001376	0.001327	1.037
Story2	DERI X	0.001631	0.001564	1.043
Story1	DERI X	0.001616	0.001366	1.183
VERIFICACION POR TORSION Y				
		Desplaza. Entrepiso >50%		Excen. Accidental >1.3
		> 0.0025		> 1.3
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	DERI Y	0.000924	0.000617	1.497
Story2	DERI Y	0.001253	0.000846	1.481
Story1	DERI Y	0.001189	0.000793	1.5

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que la estructura presenta irregularidad por torsión, ya que sus valores en el piso 1 y 2 son >0.0025 y > 1.3 .

4.6. Modelos dinámicos para la rigidez del suelo -Distrito de Chilca considerando la interacción suelo estructura

4.6.1. Modelo dinámico D.D. Barkan-O.A. Savinov- Distrito de Chilca

Para este método se incorpora en el modelo tridimensional, la cimentación con sus respectivos coeficientes de rigidez y la masa de cada una de ellas (Traslacional y rotacional), adicionando estos factores

en el centroide de cada zapata. Solo para este modelo se considerará mostrar de forma gráfica los resultados obtenidos.

Los valores de la presión estática "p" del suelo para cada zapata, son iguales a los anteriores. Lo que varía son los coeficientes de rigidez y el coeficiente Do de cada zapata, debido a las características del suelo de fundación.

Procedemos a calcular el coeficiente Do de la cimentación.

$$D_o = 0.686$$

$$D_o = \frac{1-\mu}{1-0,5\mu} \cdot C_o$$

Donde; μ es coeficiente de poisson del suelo y C_o es coeficiente de balasto inicial, los cuales se obtienen de la tabla característica del suelo de fundación-Distrito de Chilca.

Con las siguientes formulas se calcula el coeficiente "C":

$$C_z = C_o \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta.A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}}$$

$$C_x = D_o \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta.A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}}$$

$$C_\phi = C_o \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta.A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}}$$

Tabla 114 Coeficiente "C" M. Barkan- D. Chilca

	Coeficientes "C"				
	ρ				
	C_x	C_y	C_z	$C_{\phi x}$	$C_{\phi y}$
Zap. Esquinera	120466.57	120466.57	2315.75	3833.62	3380.23
Zap. Excentrica	105218.79	105218.79	4756.20	7385.83	7957.48
Zap. Central	154367.83	154367.83	5682.12	8771.01	9401.39

Fuente: Elaboración propia

Para las siguientes formulas, determinamos los coeficientes de rigidez "K".

Tabla 115 Coeficiente "K" M. Barkan- D. Chilca

	Coeficiente de rigidez "K"				
	K_X	K_Y	K_Z	$k_{\phi X}$	$k_{\phi Y}$
Zap. Esquinera	1252250	1252250	24072.18	49223.66	2134602.54
Zap. Excentrica	677609	677609	30629.91	20968.11	3348084.79
Zap. Central	1115694	1115694	41067.55	31709.43	4927684.71

Fuente: Elaboración propia

Se procederá a manera de guía para posteriores trabajos, a colocar de manera ilustrativa solo para este modelo dinámico Barkan, los resultados obtenidos en los esfuerzos internos de la estructura y del diseño modal dinámico; no obstante; los demás modelos y sus resultados se adjuntará en un cuadro resumen.

4.6.1.1. Resultados de los esfuerzos internos de la estructura modelo Barkan-chilca

a) Fuerza axial máxima

Dirección X-X

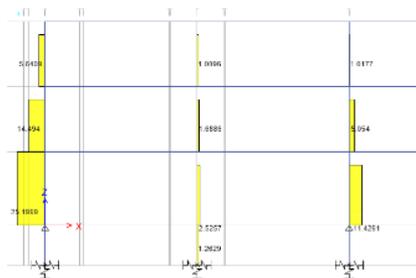


Figura 58 Fuerza axial máxima M. Barkan D. Chilca

Fuente: Elaboración propia

Placa 2(3-A): 25.1999 tn-m

Dirección Y-Y

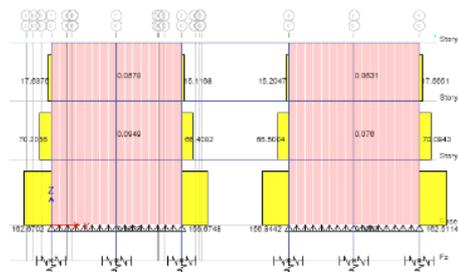


Figura 59 Fuerza axial máxima Dirección y.y M. Barkan D. Chilca

Fuente: Elaboración propia

Placa 1(C-1): 162.67 tnf

b) Cortante máxima

Dirección X-X

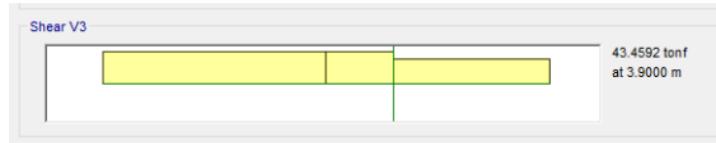


Figura 60 Cortante máxima Dirección x.x M. Barkan Chilca

Fuente: Elaboración propia

Placa 2(3-A): 43.4592 tn-m

Dirección Y-Y

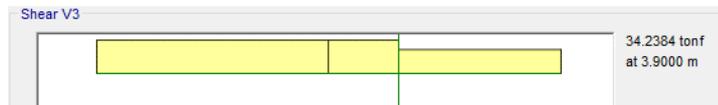


Figura 61 Cortante máxima Dirección y.y M. Barkan Chilca

Fuente: Elaboración propia

Placa 2: 34.2384 tnf

c) Momento máximo

Dirección X-X

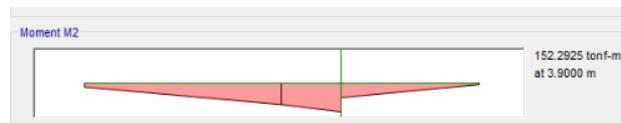


Figura 62 Momento máximo Dirección x.x M. Barkan D. Chilca

Fuente: Elaboración propia

Placa 2(3-A) : 152.29 tn-m

Dirección Y-Y

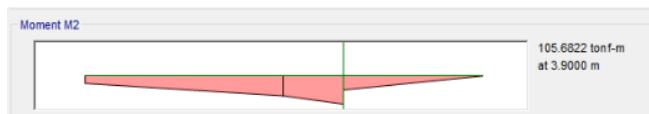


Figura 63 Momento máximo Dirección y.y M. Barkan D. Chilca

Fuente: Elaboración propia

Placa 2 : 105.68 tn-m

4.6.1.2. Resultados del diseño dinámico modal espectral con modelo dinámico Barkan -Chilca

A) Periodos de vibración

Tabla 116 *Períodos de vibración Barkan D. Chilca*

Mode	Period	UX	UY
	sec		
1	0.422	0.723	0.0008
2	0.275	0.002	0.4239
3	0.161	0.0001	0.3452
4	0.107	0.1068	0.0008
5	0.088	0.0022	0.0435
6	0.055	0.0001	0.0316
7	0.05	0.0016	0.0018
8	0.045	0.0119	0.0005
9	0.033	0.0001	0.0015

Fuente: Elaboración propia

Las formas de modo predominante en la estructura es el modo $T1=0.422$ seg con 72% de masa participativa en dirección X y $T2 =0.275$ seg con 42% de masa participativa en la dirección Y.

B) Cortante dinámica basal de la estructura

- Dirección x

Tabla 117 *Cortante basal x.x Barkan D. Chilca*

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story3	10.8	Top	171.5477	10.5365
		Bottom	171.5477	10.5365
Story2	7.35	Top	303.7432	15.5523
		Bottom	303.7432	15.5523
Story1	3.9	Top	378.1841	19.8845
		Bottom	1.5386	17.0962
Base	0	Top	142.1104	0.7738
		Bottom	142.1104	0.7738
Fz	-2.1	Top	0	0
		Bottom	0	0

Fuente: Elaboración propia

La cortante basal máxima en la dirección x es 142.1104 tn-f.

-Dirección Y

Tabla 118 *Cortante basal y.y Barkan D. Chilca*

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story3	10.8	Top	21.9548	235.9831
		Bottom	21.9548	235.9831
Story2	7.35	Top	32.575	445.1029
		Bottom	32.575	445.1029
Story1	3.9	Top	39.8497	575.5724
		Bottom	0.1686	513.9471
Base	0	Top	14.5681	7.8554
		Bottom	14.5681	7.8554
Fz	-2.1	Top	0	0
		Bottom	0	0

Fuente: Elaboración propia

La cortante máxima basal en la dirección Y es 513.9471 tnf.

C) Desplazamientos máximos

- Dirección X

Tabla 119 Desplazamientos máximos x.x Barkan D. Chilca

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		m	m
Story3	10.8	Top	0.071428	0.005686
Story2	7.35	Top	0.049659	0.004282
Story1	3.9	Top	0.024438	0.002394
Base	0	Top	0.00393	0.000758
Fz	-2.1	Top	0.000444	0.000003

Fuente: Elaboración propia

- Dirección Y

Tabla 120 Desplazamientos máximos y.y Barkan D. Chilca

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		m	m
Story3	10.8	Top	0.019036	0.030811
Story2	7.35	Top	0.014141	0.023338
Story1	3.9	Top	0.007713	0.013145
Base	0	Top	0.001343	0.004068
Fz	-2.1	Top	0.000088	0.000014

Fuente: Elaboración propia

C) DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ADMISIBLES

- Dirección X

Tabla 121 Desplazamientos relativos admisibles x.x Barkan D. Chilca

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m			
Story3	10.8	Top	0.006342	0.000426
Story2	7.35	Top	0.007325	0.000557
Story1	3.9	Top	0.006266	0.000477
Base	0	Top	0.001839	0.00036
Fz	-2.1	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso es 0.007325

- Dirección Y

Tabla 122 Desplazamientos relativos admisibles y.y Barkan D. Chilca

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m			
Story3	10.8	Top	0.001436	0.002192
Story2	7.35	Top	0.001871	0.002969
Story1	3.9	Top	0.001978	0.002599
Base	0	Top	0.000627	0.001931
Fz	-2.1	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso es 0.002969

D) Verificación de irregularidad torsional

Se debe verificar que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio en la dirección calculada, incluyendo la excentricidad accidental es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso.

Este criterio se aplica si el desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permisible indicado.

-Dirección X

Tabla 123 Verificación por torsión Dirección x.x Barkan D. Chilca

VERIFICACION POR TORSION				
E: Diaphragm Max Over Avg		> 0.0035		> 1.3
Story	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	Diaph D3 X	0.006342	0.006101	1.04
Story2	Diaph D2 X	0.007325	0.006999	1.047
Story1	Diaph D1 X	0.006266	0.005474	1.145

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que la estructura no presenta irregularidad por torsión, en todos los pisos los valores son >0.0035 pero no excede al 1.3.

-Dirección Y

Tabla 124 Verificación por torsión Dirección y.y Barkan D. Chilca

VERIFICACION POR TORSION				
E: Diaphragm Max Over Avg		> 0.0025		> 1.3
Story	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	Diaph D3 Y	0.002192	0.001464	1.497
Story2	Diaph D2 Y	0.002969	0.001999	1.485
Story1	Diaph D1 Y	0.002599	0.00175	1.485

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que la estructura presenta irregularidad por torsión, ya que sus valores son >0.0025 y > 1.3 .

4.6.2. Modelo dinámico V.A.Ilichev- Distrito de Chilca

VALORES DE DISEÑO- DISTRITO DE CHILCA

-Zapata Central

Tabla 125 Valores de diseño Z. esquinera Ilichev – Chilca

Valores de Diseño	
Area de la Zapata:	Az = 10.395 m ²
Densidad del suelo:	rsuelo = 1.28 kN.s ² /m ⁴
Módulo de Poisson:	m = 0.25
Módulo de Elasticidad:	E = 40 MPa
Ang° de Fricción interna:	y = 15.26 °

Fuente: Elaboración propia

-Zapata Excéntrica

Tabla 126 Valores de diseño Z. excéntrica Ilichev – Chilca

Valores de Diseño		
Area de la Zapata:	Az =	6.44 m ²
Densidad del suelo:	rsuelo =	1.28 kN.s ² /m ⁴
Módulo de Poisson:	m =	0.25
Módulo de Elasticidad:	E =	40 MPa
Ang° de Fricción interna:	y =	15.26 °

Fuente: Elaboración propia

-Zapata Central

Tabla 127 Valores de diseño Z. central Ilichev – Chilca

Valores de Diseño		
Area de la Zapata:	Az =	7.2275 m ²
Densidad del suelo:	rsuelo =	1.28 kN.s ² /m ⁴
Módulo de Poisson:	m =	0.25
Módulo de Elasticidad:	E =	40 MPa
Ang° de Fricción interna:	y =	15.26 °

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la rigidez, amortiguamiento y masas de cada zapata por el modelo dinámico de Ilichev

Con los valores de diseño de cada zapata, se prosigue con los cálculos, se sigue el mismo procedimiento descrito para la zona de Huancayo, por lo cual solo se colocará los resultados para cada zapata.

-Zapata esquinera

Tabla 128 Coeficiente rigidez, energía, masa Zap. Esquinera Ilichev D. Chilca

Coeficientes de Rigidez				
Kx	Ky	Kz	K ϕ x	K ϕ y
69172.5	69172.5	21053.1	37148.0	37148.0

Disipación de Energía				
Bx	By	Bz	B ϕ x	B ϕ y
453.34	453.34	154.97	129.96	129.96

Coeficientes de Masa				
Mx	My	Mz	M ϕ x	M ϕ y
1.64	1.64	2.66	2.90	2.90

Fuente: Elaboración propia

-Zapata excéntrica

Tabla 129 Coeficiente rigidez, energía, masa Zap. Excéntrica Ilichev D. Chilca

Coeficientes de Rigidez				
Kx	Ky	Kz	K ϕ x	K ϕ y
52081.9	52081.9	15702.2	17277.8	17277.8

Disipación de Energía				
Bx	By	Bz	B ϕ x	B ϕ y
271.19	271.19	92.76	48.30	48.30

Coeficientes de Masa				
Mx	My	Mz	M ϕ x	M ϕ y
0.76	0.76	1.22	0.84	0.84

Fuente: Elaboración propia

-Zapata central

Tabla 130 Coeficiente rigidez, energía, masa Zap. Central Ilichev D. Chilca

Coeficientes de Rigidez				
Kx	Ky	Kz	K ϕ x	K ϕ y
55672.9	55672.9	16829.8	20740.6	20740.6

Disipación de Energía				
Bx	By	Bz	B ϕ x	B ϕ y
306.56	306.56	104.83	61.23	61.23

Coeficientes de Masa				
Mx	My	Mz	M ϕ x	M ϕ y
0.91	0.91	1.47	1.13	1.13

Fuente: Elaboración propia

Con los coeficientes de masa y rigidez, se procede el ingreso de sus respectivos datos, mediante el programa ETABS V.18.

Considerando la misma metodología del Cuadro N° 4.23. Pasos del A.S.D. Método Barkan-Savinov.

Recalcar que los resultados máximos obtenidos se adjuntaran en un cuadro resumen, luego de acabar de explicar cada uno de los modelos dinámicos propuestos.

4.6.3. Modelo dinámico Norma rusa- Distrito de Chilca

Se sigue el mismo procedimiento descrito para el distrito de Huancayo, obteniendo siguientes resultados:

Tabla 131 Coeficiente "C"N. Rusa Zapatas- D. Chilca

	Coeficientes "C"				
	C _x	C _y	C ϕ x	C ϕ y	C ϕ z
Zap. Esquinera	6655.54	6655.54	19015.84	19015.84	9507.92
Zap. Excentrica	7546.94	7546.94	21562.67	21562.67	10781.34
Zap. Central	7312.26	7312.26	20892.16	20892.16	10446.08

Fuente: Elaboración propia

Tabla 134 Coeficiente Rigidez "K" N. Rusa Zapatas- D. Chilca

	Coeficiente de rigidez "K"					
	K_x	K_y	K_z	$k_{\phi x}$	$k_{\phi y}$	$k_{\phi z}$
Zap. Esquinera	69184.37	69184.37	98834.82	244163.2	120084.305	182123.7
Zap. Excentrica	48602.27	48602.27	69431.81	61215.72	90724.2358	75969.98
Zap. Central	52849.34	52849.34	75499.06	75530.52	109505.092	92517.8

Fuente: Elaboración propia

Zapata esquinera

$$\xi_z = 0.245$$

$$\xi_x = 0.147$$

$$\xi_y = 0.147$$

$$\xi_{fix} = 0.123$$

$$\xi_{fiy} = 0.123$$

$$\xi_{\psi z} = 0.074$$

-Zapata excéntrica

$$\xi_z = 0.230$$

$$\xi_x = 0.138$$

$$\xi_y = 0.138$$

$$\xi_{fix} = 0.115$$

$$\xi_{fiy} = 0.115$$

$$\xi_{\psi z} = 0.069$$

-Zapata central

$$\xi_z = 0.234$$

$$\xi_x = 0.140$$

$$\xi_y = 0.140$$

$$\xi_{fix} = 0.117$$

$$\xi_{fiy} = 0.117$$

$$\xi_{\psi z} = 0.070$$

Como ahora existe vibración rotacional alrededor del eje vertical, entonces calculamos el momento de inercia de la masa da la zapata respecto a este eje:

Zapata esquinera $M_z = 14.76766$ ton *seg²*m

Zapata excéntrica $M_z = 2.626661$ ton *seg²*m

Zapata central

Mz=	3.961287
-----	----------

 ton *seg2*m

Para el modelo dinámico Ruso, como se describió, se debe considerar la vibración rotacional y el coeficiente de rigidez en el eje vertical (Z).

Con los coeficientes de masa y rigidez, se procede el ingreso de sus respectivos datos, mediante el programa ETABS V.18.

Considerando la misma metodología del Cuadro N° 4.23. Pasos del A.S.D. Método Barkan-Savinov.

Recalcar que los resultados máximos obtenidos se adjuntaran en un cuadro resumen, luego de acabar de explicar cada uno de los modelos dinámicos propuestos.

4.6.4. Modelo dinámico Sargsian- Distrito de Chilca

Por las siguientes formulas determinamos los coeficientes de rigidez:

$$K_x = \frac{28,8.(1-\mu^2).\rho.C_2^2.\sqrt{A}}{\pi.(7-8\mu)}$$

$$K_\varphi = \frac{8,52.\rho.C_2^2.I}{\sqrt{\pi}.(1-\mu).\sqrt{A}}$$

$$K_z = \frac{\rho.C_1^2.\sqrt{A}}{\Phi.(1-\mu^2)}$$

Se obtiene:

Tabla 132 Coeficiente Rigidez "K" Sargsian - D. Chilca

	Coeficiente de rigidez "K"					
	K_x	K_y	K_z	$k_{\varphi x}$	$k_{\varphi y}$	$k_{\varphi z}$
Zap. Esquinera	8866.99	8866.988	19816.97	40839.07	40839.07	-
Zap. Excentrica	6979.22	6979.219	15597.96	11472.04	11472.04	-
Zap. Central	7393.63	7393.63	16524.15	13790.13	13790.13	-

Fuente: Elaboración propia

Con los coeficientes de masa y rigidez, se procede el ingreso de sus respectivos datos, mediante el programa ETABS V.18.

Considerando la misma metodología del Cuadro N° 4.23. Pasos del A.S.D. Método Barkan-Savinov. Adjuntamos un cuadro resumen de cada zapata con sus coeficientes de rigidez "K" y de masa, de los últimos 3

modelos dinámicos descritos, no consideramos Barkan, debido que ese modelo el cálculo de los coeficientes de masa es distinto.

Recalcar que los resultados máximos obtenidos se adjuntaran en un cuadro resumen.

Tabla 133 Resumen zapata esquinera D. Chilca

Cuadro Resumen-Distrito de Chilca

Zapata Esquinera	Mx	My	Mz	M ϕ x	M ϕ y	M ϕ z
	1.64	1.64	2.66	2.9	2.9	14.77
Modelo dinámico	K_x	K_y	K_z	$k_{\phi x}$	$k_{\phi y}$	$k_{\phi z}$
Ilchev	69172.5	69172.5	21053.1	37148	37148	
Norma Rusa	69184.37	69184.37	98834.82	244163.2	120084.3	182123.7
Sargsian	8866.988	8866.988	19816.97	40839.07	40839.07	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 137 Resumen zapata excéntrica D. Chilca

Zapata Excentrica	Mx	My	Mz	M ϕ x	M ϕ y	M ϕ z
	0.76	0.76	1.22	0.84	0.84	2.63
Modelo dinámico	K_x	K_y	K_z	$k_{\phi x}$	$k_{\phi y}$	$k_{\phi z}$
Ilchev	52081.9	52081.9	15702.2	17277.8	17277.8	
Norma Rusa	48602.27	48602.27	69431.81	61215.72	90724.24	75969.98
Sargsian	6979.219	6979.219	15597.96	11472.04	11472.04	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 134 Resumen zapata céntrica D. Chilca

Zapata Central	Mx	My	Mz	M ϕ x	M ϕ y	M ϕ z
	0.91	0.91	1.47	1.13	1.13	3.96
Modelo dinámico	K_x	K_y	K_z	$k_{\phi x}$	$k_{\phi y}$	$k_{\phi z}$
Ilchev	55672.9	55672.9	16829.8	20740.6	20740.6	
Norma Rusa	52849.34	52849.34	75499.06	75530.52	109505.1	92517.8
Sargsian	7393.634	7393.634	16524.15	13790.13	13790.13	

Fuente: Elaboración propia

4.6.5. Resultados- Distrito de Chilca

Los resultados a mostrar son los máximos obtenidos en cada uno del apartado, se dividió en dos direcciones "X" e "Y", ya que, nuestro sistema estructural varía en ambas direcciones:

Primero consideramos la dirección "X":

Tabla 135 Esfuerzos internos Chilca Dirección x.x

DIRECCION X-X			
ESFUERZOS INTERNOS			
MODELO DINAMICO	FUERZA AXIAL MAXIMA	CORTANTE MAXIMA	MOMENTO MAXIMO
COMUN	29.08	46.63	154.59
BARKAN	25.20	43.46	152.29
NORMA RUSA	26.40	49.89	151.54
ILICHEV	27.08	57.29	165.71
SARGSIAN	29.39	45.93	90.07

Fuente: Elaboración propia

Tabla 136 Comportamiento sísmico Dirección x.x - Chilca

DIRECCION X-X				
COMPORTAMIENTO SISMICO				
MODELO DINAMICO	CORTANTE BASAL	DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS	MAXIMOS DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO	PERIODO DE VIBRACION
COMUN	152.73	0.0656	0.0067	0.409
BARKAN	142.11	0.0714	0.0073	0.422
NORMA RUSA	134.83	0.0815	0.0082	0.455
ILICHEV	209.20	0.0882	0.0132	0.476
SARGSIAN	91.35	0.1083	0.0128	0.536

Fuente: Elaboración propia

Dirección "Y":

Tabla 137 Esfuerzos internos Chilca Dirección x.x

DIRECCION Y-Y			
ESFUERZOS INTERNOS			
MODELO DINAMICO	FUERZA AXIAL MAXIMA	CORTANTE MAXIMA	MOMENTO MAXIMO
COMUN	170.18	38.38	116.43
BARKAN	162.67	34.24	105.68
NORMA RUSA	161.50	30.29	87.65
ILICHEV	163.26	31.74	88.80
SARGSIAN	164.16	21.09	47.95

Fuente: Elaboración propia

Tabla 138 Comportamiento sísmico Dirección y.y – Chilca

DIRECCION Y-Y				
COMPORTAMIENTO SISMICO				
MODELO DINAMICO	CORTANTE BASAL	DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS	DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS RELATIVOS	PERIODO DE VIBRACION
COMUN	552.58	0.03316	0.00307	0.28700
BARKAN	513.95	0.03081	0.00285	0.29690
NORMA RUSA	504.35	0.03089	0.00293	0.27700
ILICHEV	513.49	0.03139	0.00292	0.28100
SARGSIAN	514.58	0.03190	0.00289	0.28400

Fuente: Elaboración propia

Irregularidad torsional:

La verificación por torsión lo desarrollamos por cada modelo dinámico descrito, tanto en la dirección “X” e “Y”.

Modelo dinámico Ilichev

Tabla 139 Irregularidad torsional - Ilichev. Dirección x e y

VERIFICACION POR TORSION X				
		Desplaza. Entrepiso >50%		Excen. Accidental >1.3
		> 0.0035		> 1.3
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	DERIX	0.006398	0.006182	1.035
Story2	DERIX	0.007644	0.007348	1.04
Story1	DERIX	0.008141	0.006691	1.217
VERIFICACION POR TORSION Y				
		Desplaza. Entrepiso >50%		Excen. Accidental >1.3
		> 0.0025		> 1.3
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	DERIY	0.002072	0.001388	1.493
Story2	DERIY	0.002793	0.001889	1.478
Story1	DERIY	0.002494	0.001692	1.474

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que la estructura presenta irregularidad por torsión, ya que sus valores en el piso 1 y2 son >0.0025 y > 1.3.

Modelo dinámico Sargsian

Tabla 140 irregularidad torsional - Sargsian. Dirección x e y – Chilca

VERIFICACION POR TORSION X				
		Desplaza. Entrepiso >50%		Excen. Accidental >1.3
		> 0.0035		> 1.3
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	DERIX	0.001668	0.001623	1.028
Story2	DERIX	0.002104	0.00204	1.031
Story1	DERIX	0.002842	0.002232	1.273
VERIFICACION POR TORSION Y				
		Desplaza. Entrepiso >50%		Excen. Accidental >1.3
		> 0.0025		> 1.3
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	DERIY	0.000954	0.00064	1.492
Story2	DERIY	0.001286	0.000871	1.476
Story1	DERIY	0.001177	0.000768	1.532

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que la estructura presenta irregularidad por torsión, ya que sus valores en el piso 1 y2 son >0.0025 y > 1.3.

Modelo dinámico Rusa

Tabla 141 Irregularidad torsional - N. Rusa. Dirección x e y – Chilca

VERIFICACION POR TORSION X				
		Desplaza. Entrepiso >50%		Excen. Accidental >1.3
		> 0.0035		> 1.3
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	DERIX	0.001461	0.00141	1.036
Story2	DERIX	0.001746	0.001677	1.041
Story1	DERIX	0.001815	0.001519	1.195
VERIFICACION POR TORSION Y				
		Desplaza. Entrepiso >50%		Excen. Accidental >1.3
		> 0.0025		> 1.3
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story3	DERIY	0.000962	0.000643	1.496
Story2	DERIY	0.001303	0.00088	1.481
Story1	DERIY	0.001242	0.000825	1.505

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que la estructura presenta irregularidad por torsión, ya que sus valores en el piso 1 y2 son >0.0025 y > 1.3.

ITULO V DISCUSION DE RESULTADOS

DISCUSION DE RESULTADOS

5.1. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Distrito de Huancayo

- Comparación grafica derivas de entrepiso



Figura 64 Comparación derivas de entrepiso Dirección x.x- Huancayo

Fuente: Elaboración propia

En la gráfica, se muestra las derivas de entrepiso máximas, calculados por el software Etabs y comparado con la deriva máxima según la E-030 (0.007), como se esperaba, por considerar la flexibilidad de la fundación, incremento los valores de las derivas de entrepiso, siendo el más notorio en el modelo Sargisan que excede los límites propuestos en la E-030, mencionar que el modelo dinámico Ilichev y rusa también exceden los límites de la E-030.



Figura 65 Comparación derivas de entrepiso Dirección y.y Huancayo

Fuente: Elaboración propia

En la dirección Y-Y, los valores muestran una reducción de las derivas de entrepiso, empero, el modelo Sargsian es quien excede del valor máximo permitido según la norma E-030 (0.005).

- Comparación grafica de los periodos de vibración

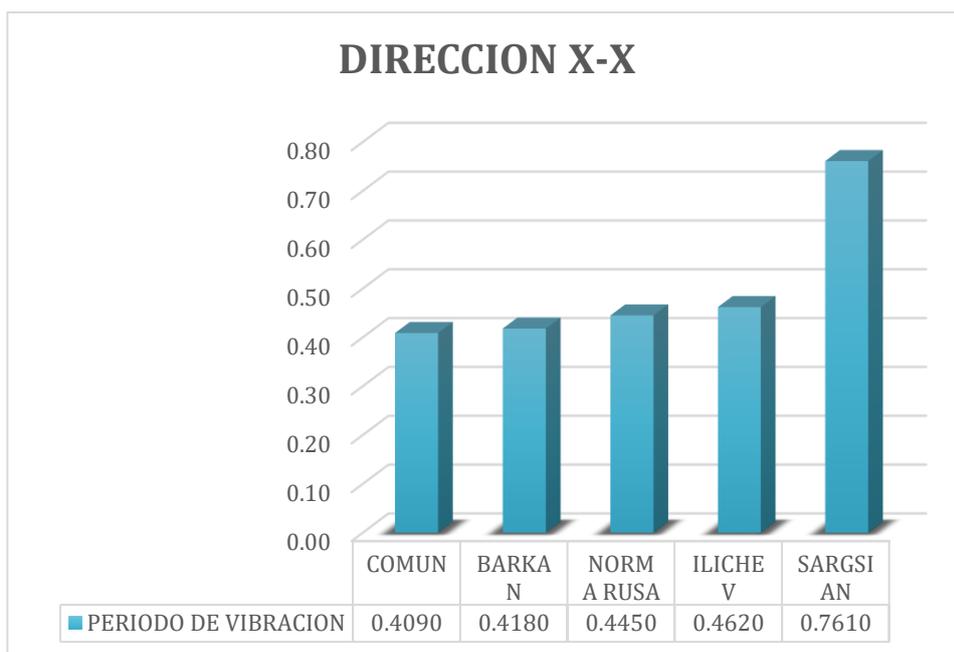


Figura 66 Comparación de los periodos de vibración Dirección x.x Huancayo

Fuente: Elaboración propia

Tal como se esperaba, la flexibilidad de la base de fundación incrementa los periodos de vibración. El incremento más notorio se da para la primera forma de vibración por el modelo Sargsian.



Figura 67 Comparación de los periodos de vibración Dirección y.y Huancayo

Fuente: Elaboración propia

En la dirección Y-Y, los valores de los modelos dinámicos Barkan, rusa e Ilichev, son muy cercanos al modelo común dinámico, no obstante, el modelo dinámico Sargsian, una vez más es quien obtiene valores muy encima de los demás.

- Comparación grafica de la cortante basal máxima



Figura 68 Comparación de la cortante basal máxima Dirección x.x Huancayo

Fuente: Elaboración propia

En la dirección X-X la cortante basal no cumple con lo establecido en la norma E030, que indica $V_{din} > 80\% V_{est}$, el único modelo que cumple es el Ilichev



Figura 69 Comparación de la cortante basal máxima Dirección y.y Huancayo
Fuente: Elaboración propia

En la dirección Y-Y la cortante basal máxima disminuye en los 4 modelos dinámicos que son la norma rusa, Barkan, Sargsian e Ilichev, siendo la más notoria en el modelo Sargsian donde disminuye en un 46 %, añadir que la cortante basal cumple con lo establecido en la norma E030, que indica $V_{din} > 80\% Vest$, los modelos que cumplen son el dinámico común espectral, Barkan e Ilichev

- Comparación grafica de los esfuerzos internos de la estructura
- Cortante máximo



Figura 70 Comparación de la cortante máxima dirección x.x – Huancayo
Fuente: Elaboración propia

En la dirección X-X la cortante máxima se da en el elemento placas del 1er piso, se observa que disminuye en los 3 modelos dinámicos en comparación con el

análisis dinámico modal espectral, que son la norma rusa, Barkan y Sargsian, en cambio para el modelo dinámico Ilichev hay un incremento del 13 %.



Figura 71 Comparación de la cortante máxima dirección y.y – Huancayo

Fuente: Elaboración propia

En la dirección Y-Y la cortante máxima también se da en las placas disminuye en los 4 modelos dinámicos que son la norma rusa, Barkan, Sargsian e Ilichev, siendo la más notoria en el modelo Sargsian donde disminuye en un 28 %.

- Momento máximo



Figura 72 Comparación del momento máximo dirección x.x – Huancayo

Fuente: Elaboración propia

En la dirección X-X el momento máximo se da en el elemento placas del 1er piso, se observa que disminuye en los 3 modelos dinámicos que son la norma

rusa, Barkan y Sargsian, en cambio para el modelo dinámico Ilichev hay un incremento del 12 %.



Figura 73 Comparación del momento máximo dirección y.y – Huancayo

Fuente: Elaboración propia

En la dirección Y-Y el momento máximo también se da en las placas disminuye en los 4 modelos dinámicos que son la norma rusa, Barkan, Sargsian e Ilichev, siendo la más notoria en el modelo Sargsian donde disminuye en un 28 %.

- Fuerza axial



Figura 74 Comparación de la fuerza axial máxima dirección x.x – Huancayo

Fuente: Elaboración propia

En la dirección X-X la fuerza axial máxima se da en el elemento placa del 1er piso, se observa que disminuye en los 4 modelos dinámicos que son la norma

rusa, Barkan, Sargsian e Ilichev. Siendo el más notorio en el modelo dinámico Sargsian donde disminuye en un 62%.

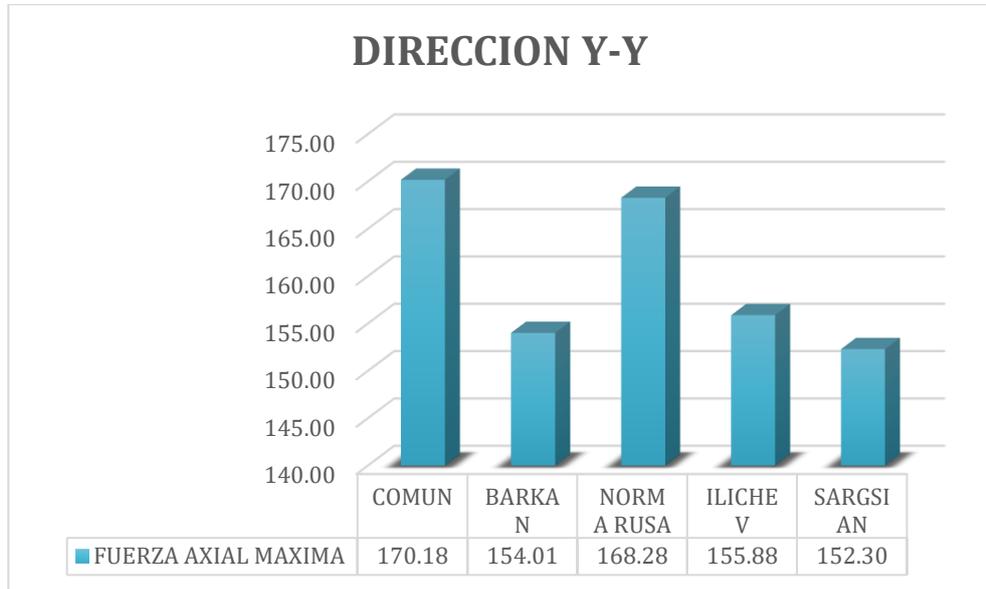


Figura 75 Comparación de la fuerza axial máxima dirección y.y – Huancayo

Fuente: Elaboración propia

En la dirección Y-Y la fuerza axial máxima también se da en las placas, se observa que disminuye en los 4 modelos dinámicos que son la norma rusa, Barkan, Sargsian e Ilichev, siendo la más notoria en el modelo Sargsian donde disminuye en un 11 %.

Distrito del Tambo

- Comparación grafica derivas de entrepiso

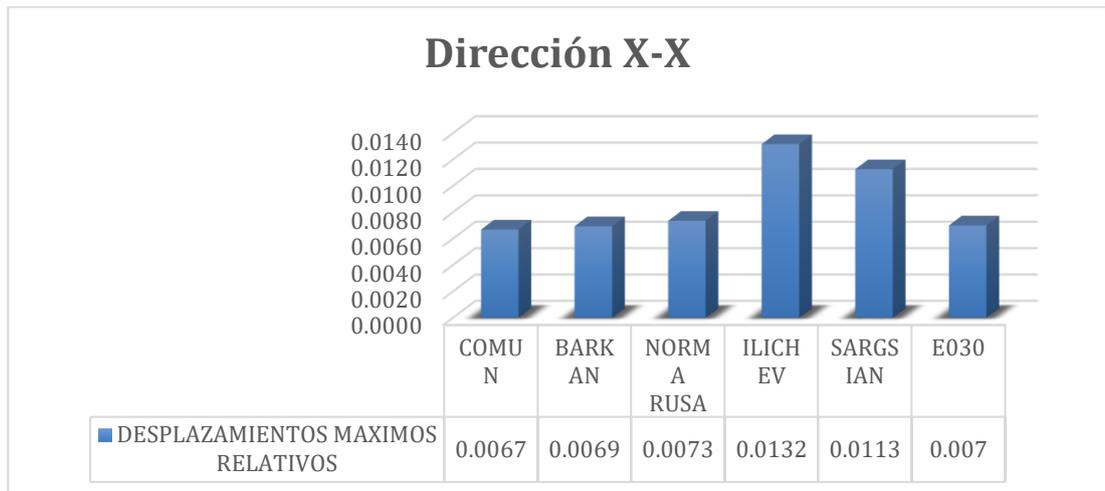


Figura 76 Comparación derivas de entrepiso Dirección x.x- Tambo

Fuente: Elaboración propia

En la gráfica, se muestra las derivas de entrepiso máximas, calculados por el software Etabs y comparado con la deriva máxima según la E-030 (0.007), como se esperaba, por considerar la flexibilidad de la fundación, incremento los valores de las derivas de entrepiso, se tiene que 3 de los 4 modelos dinámicos para la rigidez del suelo exceden el límite según la norma E030, en el modelo Ilichev excede hasta un 88%.

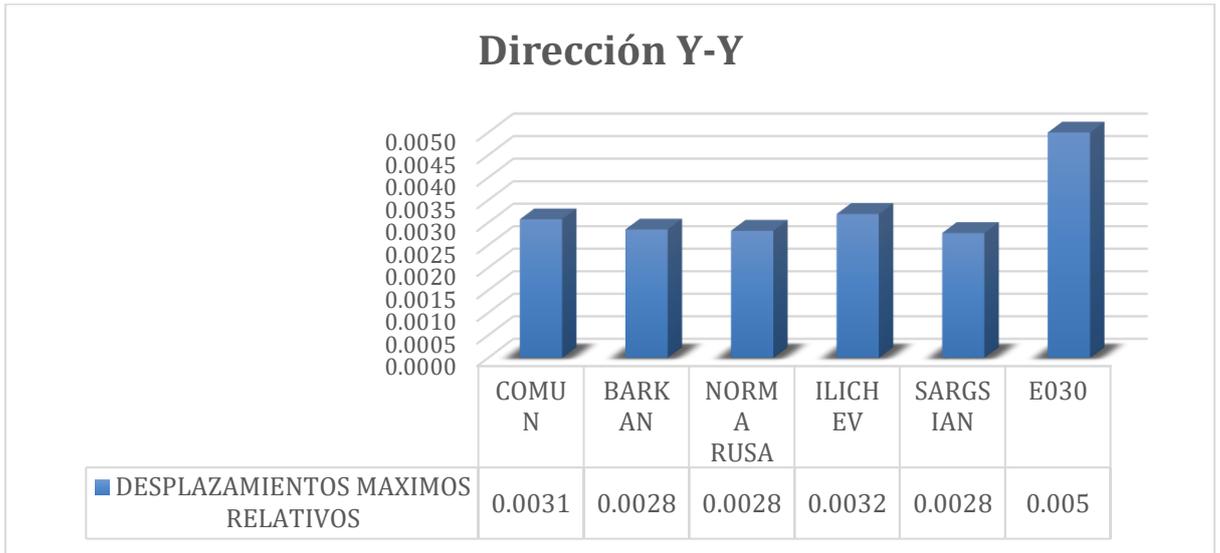


Figura 77 Comparación derivas de entrepiso Dirección y.y Tambo

Fuente: Elaboración propia

En la dirección Y-Y, los valores máximos de las derivas de entrepiso de los modelos dinámicos para la rigidez del suelo, muestran una reducción con respecto al modelo dinámico espectral, además todos los valores son > al valor máximo de la deriva de entrepiso en elementos de albañilería (0.005).

- Comparación grafica de los periodos de vibración



Figura 78 Comparación de los periodos de vibración Dirección x.x Tambo

Fuente: Elaboración propia

Tal como se esperaba, la flexibilidad de la base de fundación incrementa los periodos de vibración en los modelos di. El incremento más notorio se da para la primera forma de vibración por los modelos dinámicos para la rigidez del suelo llichev.

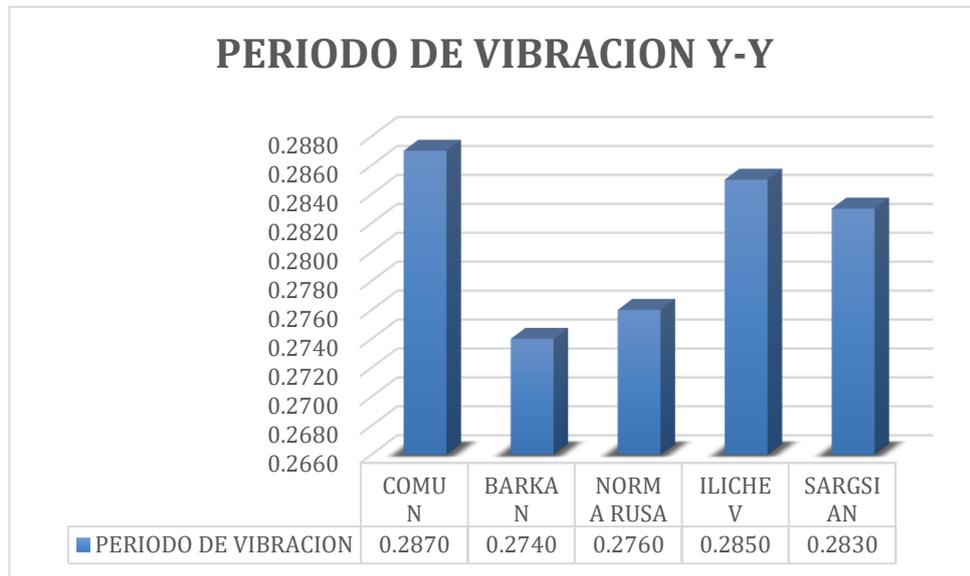


Figura 79 Comparación de los periodos de vibración Dirección y.y Huancayo

Fuente: Elaboración propia

En la dirección Y-Y, los valores del periodo de vibración de los 4 modelos dinámicos para la rigidez del suelo disminuyen con respecto al modelo dinámico espectral-común.

- Comparación grafica de la cortante basal máxima



Figura 80 Comparación de la cortante basal máxima Dirección x.x Tambo

Fuente: Elaboración propia

En la dirección X-X la cortante basal no cumple con lo establecido en la norma E030, que indica $V_{din} > 80\% V_{est}$, el único modelo que cumple es el Ilichev.

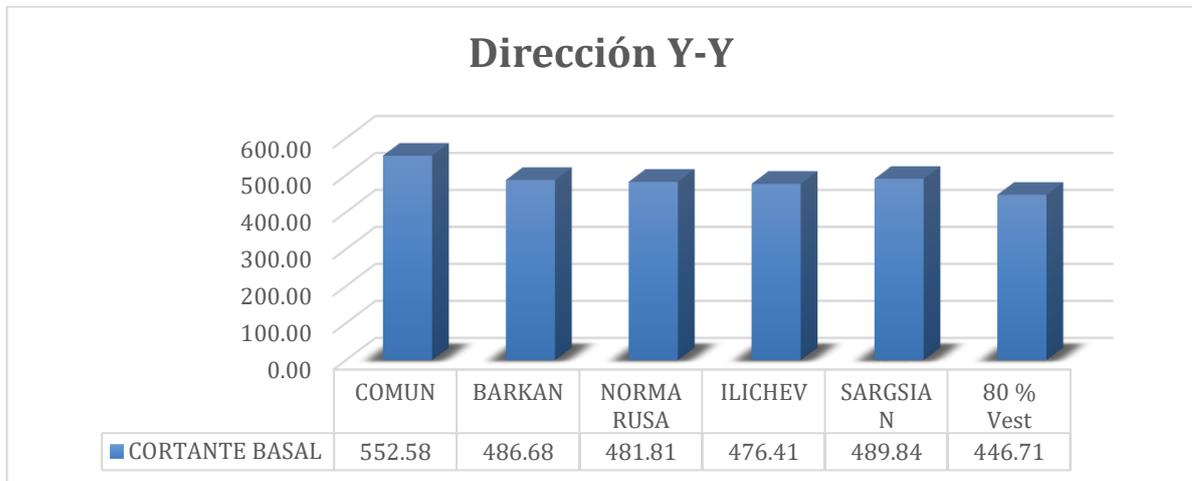


Figura 81 Comparación de la cortante basal máxima Dirección y.y Tambo

Fuente: Elaboración propia

En la dirección Y-Y la cortante basal máxima disminuye en los 4 modelos dinámicos para la rigidez del suelo que son la norma rusa, Barkan, Sargsian e Ilichev, en comparación con el modelo dinámico espectral, siendo la más notoria en el modelo Ilichev donde disminuye en un 13 %, añadir que la cortante basal en todos los modelos dinámicos cumple con lo establecido en la norma E030, que indica $V_{din} > 80\% V_{est}$.

- Comparación grafica de los esfuerzos internos de la estructura
- Cortante máximo

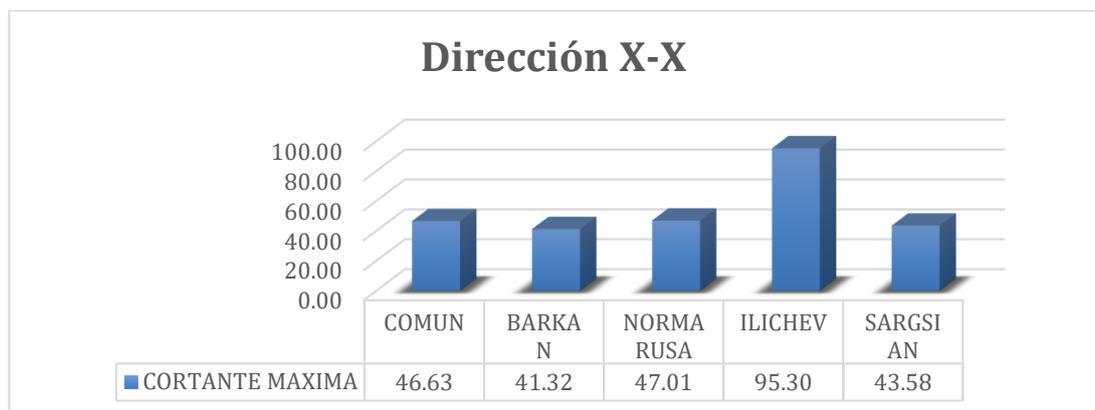


Figura 82 Comparación de la cortante máxima dirección x.x – Tambo

Fuente: Elaboración propia

En la dirección X-X la cortante máxima se da en el elemento placas del 1er piso, se observa que disminuye en 2 modelos dinámicos para la rigidez del suelo que son Barkan y Sargsian, en comparación con el modelo dinámico espectral. En cambio, para el modelo dinámico Ilichev hay un incremento del 104 % con respecto al modelo dinámico espectral-común.



Figura 83 Comparación de la cortante máxima dirección y.y – Tambo
Fuente: Elaboración propia

En la dirección Y-Y la cortante máxima también se da en las placas disminuye en los 4 modelos dinámicos para la rigidez del suelo que son la norma rusa, Barkan, Sargsian e Ilichev, en comparación con el modelo dinámico espectral, siendo la más notoria en el modelo Sargsian donde disminuye en un 43 %.

- Momento máximo



Figura 84 Comparación del momento máximo dirección x.x – Tambo
Fuente: Elaboración propia

En la dirección X-X el momento máximo se da en el elemento placas del 1er piso, se observa que disminuye en los 3 modelos dinámicos para la rigidez del suelo que son la norma rusa, Barkan y Sargsian, en comparación con el modelo dinámico espectral. En cambio, para el modelo dinámico Ilichev hay un incremento del 66 %.



Figura 85 Comparación del momento máximo dirección y.y – Tambo

Fuente: Elaboración propia

En la dirección Y-Y el momento máximo también se da en las placas disminuye en los 4 modelos dinámicos para la rigidez del suelo que son la norma rusa, Barkan, Sargsian e Ilichev, en comparación con el modelo dinámico espectral siendo la más notoria en el modelo Ilichev donde disminuye en un 58 %.

- Fuerza axial

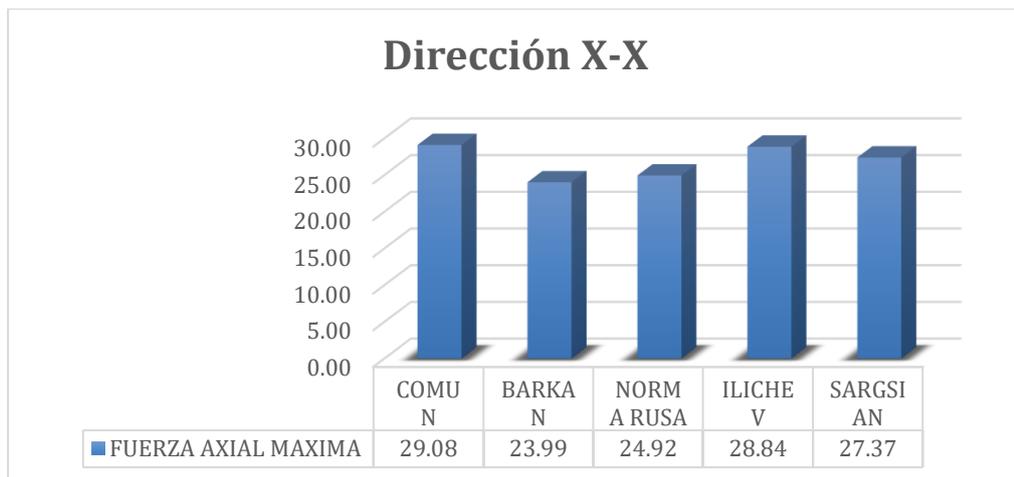


Figura 86 Comparación de la fuerza axial máxima dirección x.x – Tambo

Fuente: Elaboración propia

En la dirección X-X la fuerza axial máxima se da en el elemento placa del 1er piso, se observa que disminuye en los 4 modelos dinámicos para la rigidez del

suelo que son la norma rusa, Barkan, Sargsian e Ilichev, en comparación con el modelo dinámico espectral.

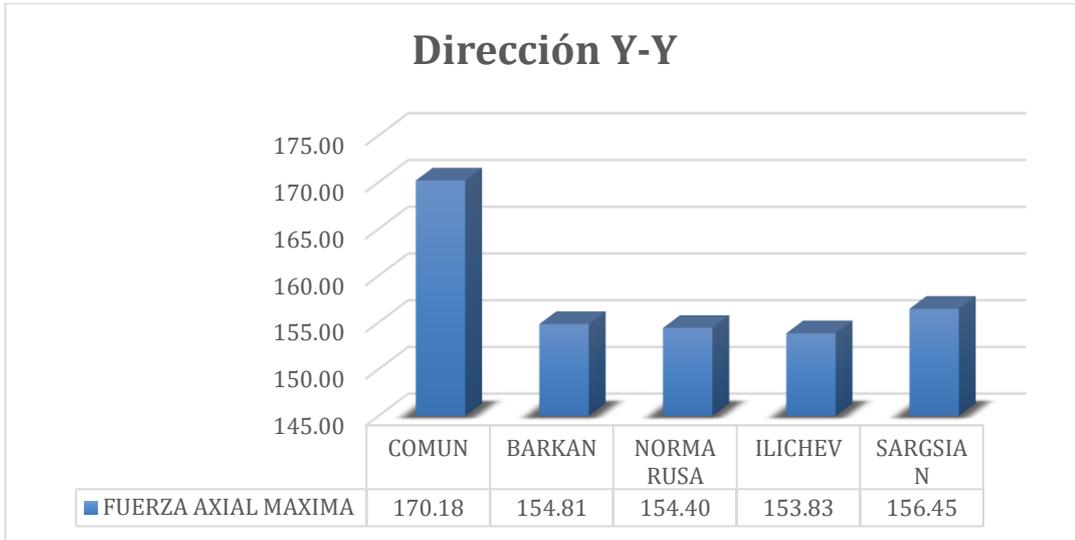


Figura 87 Comparación de la fuerza axial máxima dirección y.y – Tambo
Fuente: Elaboración propia

En la dirección Y-Y la fuerza axial máxima también se da en las placas, se observa que disminuye en los 4 modelos dinámicos para la rigidez del suelo que son la norma rusa, Barkan, Sargsian e Ilichev, en comparación con el modelo dinámico espectral. Siendo la más notoria en el modelo Sargsian donde disminuye en un 10 %.

Distrito de Chilca

- Comparación grafica derivas de entrepiso



Figura 88 Comparación derivas de entrepiso Dirección x.x- Chilca
Fuente: Elaboración propia

En la gráfica, se muestra las derivas de entrepiso máximas de los modelos dinámicos para la rigidez del suelo y el modelo dinámico espectral común calculados por el software Etabs, comparado con la deriva máxima según la E-

030 (0.007), como se esperaba, por considerar la flexibilidad de la fundación, incremento los valores de las derivas de entrepiso, además los 4 modelos dinámicos para la rigidez del suelo exceden el límite según la norma E030, en el modelo Ilichev excede hasta un 88%.



Figura 89 Comparación derivas de entrepiso Dirección y.y- Chilca

Fuente: Elaboración propia

En la dirección Y-Y, los valores máximos de las derivas de entrepiso de los modelos dinámicos para la rigidez del suelo, muestran una reducción con respecto al modelo dinámico espectral, además todos los valores son > al valor máximo de la deriva de entrepiso en elementos de albañilería (0.005).

- Comparación grafica de los periodos de vibración



Figura 90 Comparación de los periodos de vibración Dirección x.x Chilca

Fuente: Elaboración propia

Tal como se esperaba, la flexibilidad de la base de fundación incrementa los periodos de vibración en los modelos dinámicos para la rigidez del suelo. El

incremento más notorio se da para la primera forma de vibración por el modelo dinámico para la rigidez del suelo Sargsian.

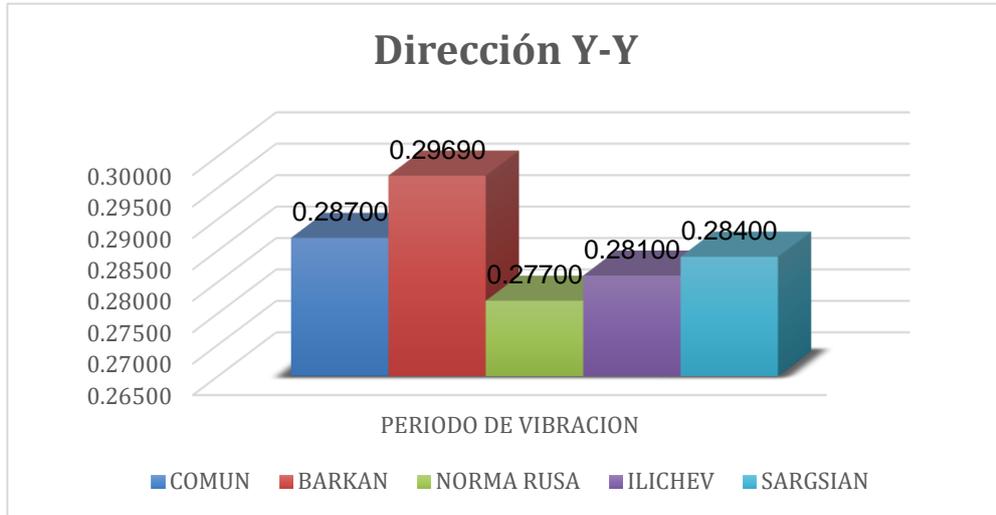


Figura 91 Comparación de los periodos de vibración Dirección y.y Chilca
Fuente: Elaboración propia

En la dirección Y-Y, el modelo dinámico para la rigidez del suelo Barkan, es el único que incremento su valor al compararlo con el modelo dinámico espectral común.

- Comparación grafica de la cortante basal máxima



Figura 92 Comparación de la cortante basal máxima Dirección x.x Chilca
Fuente: Elaboración propia

En la dirección X-X la cortante basal no cumple con lo establecido en la norma E030, que indica $V_{din} > 80\% V_{est}$, el único modelo que cumple es el Ilichev



Figura 93 Comparación de la cortante basal máxima Dirección y.y Chilca
Fuente: Elaboración propia

En la dirección Y-Y la cortante basal máxima disminuye en los 4 modelos dinámicos para la rigidez del suelo que son la norma rusa, Barkan, Sargsian e Ilichev, en comparación con el modelo dinámico espectral, siendo la más notoria en el modelo ruso donde disminuye en un 9 %, añadir que la cortante basal en todos los modelos dinámicos cumple con lo establecido en la norma E030, que indica $V_{din} > 80\% V_{est}$.

- Comparación grafica de los esfuerzos internos de la estructura
- Cortante máximo



Figura 94 Comparación de la cortante máxima dirección x.x – Chilca
Fuente: Elaboración propia

En la dirección X-X la cortante máxima se da en el elemento placas del 1er piso, se observa que aumenta en los 2 modelos dinámicos para la rigidez del suelo que son la norma rusa e Ilichev, en comparación con el modelo dinámico espectral.



Figura 95 Comparación de la cortante máxima dirección y.y - Chilca
Fuente: Elaboración propia

En la dirección Y-Y la cortante máxima también se da en las placas, disminuye en los 4 modelos dinámicos para la rigidez del suelo que son la norma rusa, Barkan, Sargsian e Ilichev, en comparación con el modelo dinámico espectral.

- Momento máximo

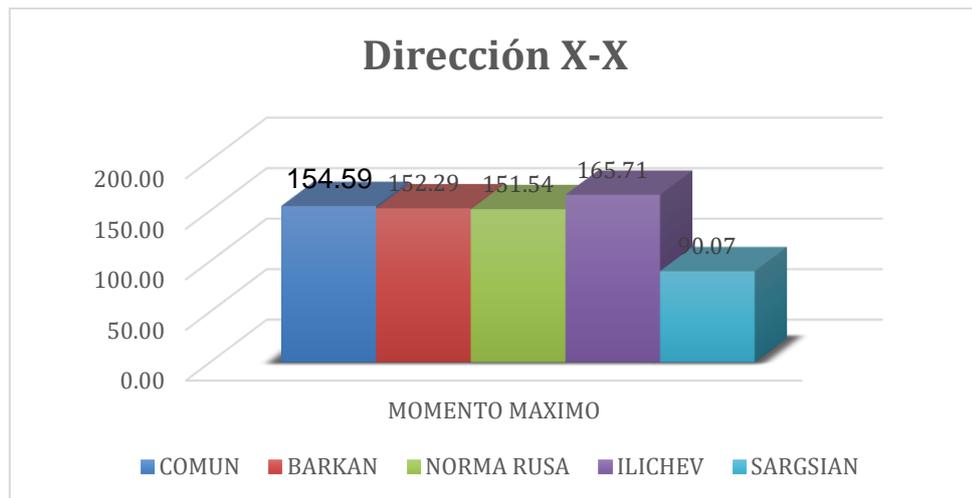


Figura 96 Comparación del momento máximo dirección x.x – Chilca
Fuente: Elaboración propia

En la dirección X-X el momento máximo se da en el elemento placas del 1er piso, se observa que disminuye en los 3 modelos dinámicos para la rigidez del

suelo que son la norma rusa, Barkan y Sargsian, en comparación con el modelo dinámico espectral. En cambio, para el modelo dinámico Ilichev hay un incremento mínimo de 7%.

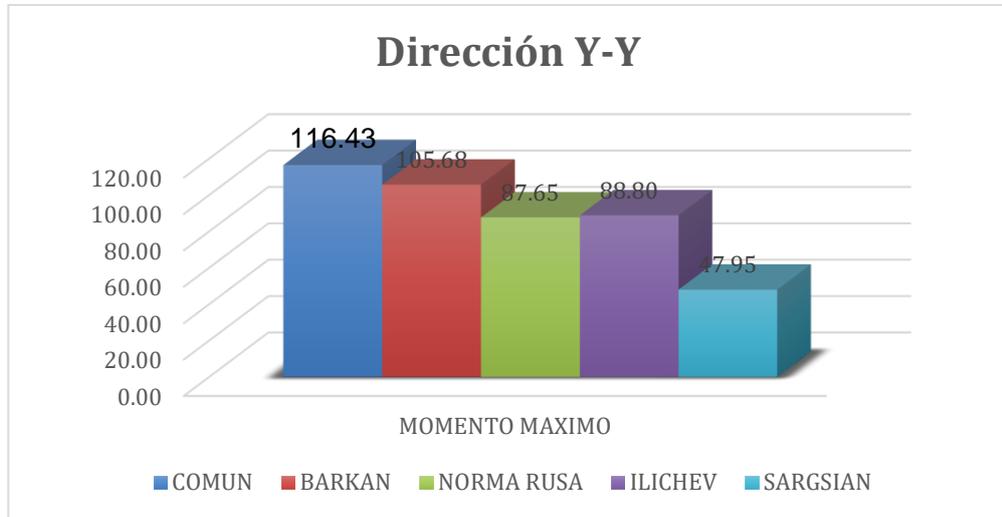


Figura 97 Comparación del momento máximo dirección y.y – Chilca
Fuente: Elaboración propia

En la dirección Y-Y el momento máximo también se da en las placas disminuye en los 4 modelos dinámicos para la rigidez del suelo que son la norma rusa, Barkan, Sargsian e Ilichev, en comparación con el modelo dinámico espectral siendo la más notoria en el modelo Sargsian donde disminuye en un 59 %.

- Fuerza axial

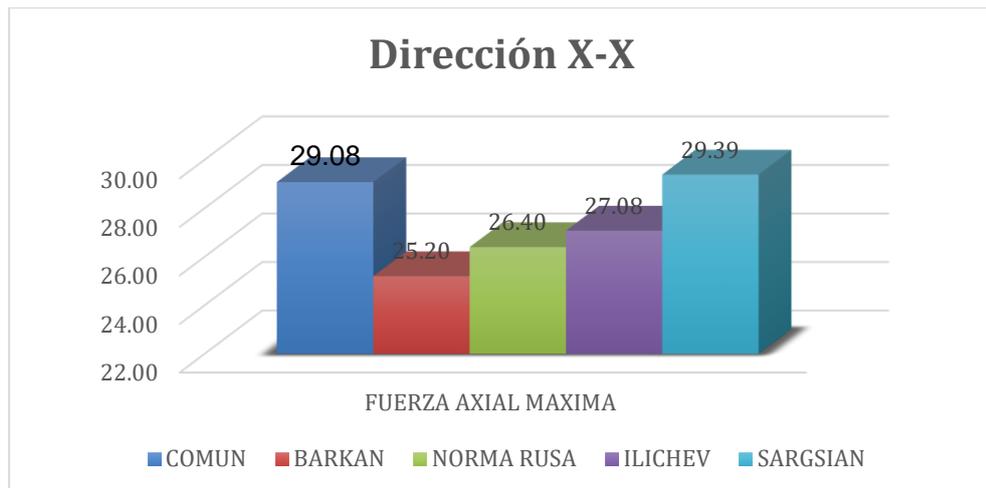


Figura 98 Comparación de la fuerza axial máxima dirección x.x – Chilca
Fuente: Elaboración propia

En la dirección X-X la fuerza axial máxima se da en el elemento placa del 1er piso, se observa que solo aumenta en el modelo dinámico para la rigidez del suelo Sargsian, en comparación con el modelo dinámico espectral.

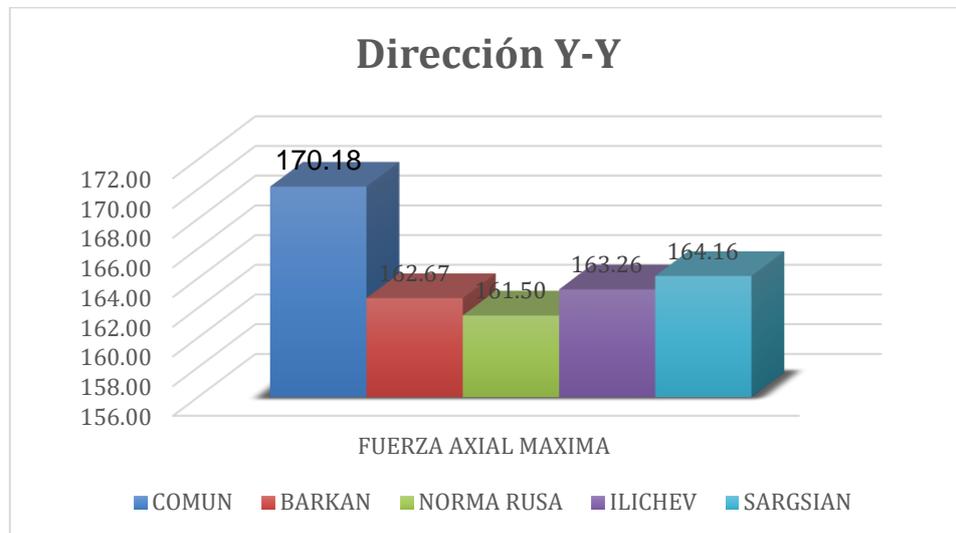


Figura 99 Comparación de la fuerza axial máxima dirección y.y – Chilca

Fuente: Elaboración propia

En la dirección Y-Y la fuerza axial máxima también se da en las placas, se observa que disminuye en los 4 modelos dinámicos para la rigidez del suelo que son la norma rusa, Barkan, Sargsian e llichev, en comparación con el modelo dinámico espectral. Siendo la más notoria en el modelo Sargsian donde disminuye en un 5 %.

CONCLUSIONES

01. Se determinó que la Rigidez del suelo influyo significativamente en el comportamiento estructural en las edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, esta afirmación se da, ya que, a través de los distintos modelos dinámicos para la rigidez del suelo aplicado a cada distrito de la provincia de Huancayo, se obtiene variaciones significativas de la edificación y sus elementos estructurales, los cuales no debemos obviar, cuando se realiza los cálculos de refuerzo de acero de cada elemento.
02. Se identifico que existen diferencias significativas en los resultados del comportamiento estructural mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo, esta afirmación se corrobora con la validación de hipótesis (anexo4). Las diferencias significativas cuales se detalla a continuación para cada distrito:

Distrito de Huancayo

- En la cortante máxima y momento máximo dirección x-x, los valores máximos obtenidos, en 3 de los 4 modelos dinámicos para la rigidez del suelo (Barkan, Norma Rusa y Sargsian) disminuyen, en comparación con el modelo dinámico espectral, esto se produce, debido a que el suelo absorbe una parte de la energía del sismo y transmite a la edificación una menor cantidad, no siendo necesario rigidizar mucho la superestructura. Esto implica, que la rigidez del suelo nos permite optimizar estructuralmente las dimensiones de los elementos de corte.
En cambio, en la dirección y-y, en todos los modelos dinámicos, reduce la cortante máxima y momento máximo, generando el efecto ya mencionado. En ambas direcciones el modelo dinámico quien influye significativamente es el Sargsian.
- En la fuerza axial máxima tanto en la dirección x-x, y-y, los valores disminuyen, siendo el más notorio en ambos casos el Modelo Dinámico Sargsian, esto se debe, a que la cimentación absorbe parte de la energía del sismo y transmite una menor cantidad a ser disipada por la edificación.
- Los 4 modelos dinámicos propuestos en la dirección y-y, presenta irregularidad torsional en planta, por ende, la estructura es irregular,

contradiendo a lo propuesto en la norma E030, que indica que toda edificación tipo A no se permiten irregularidades.

Distrito de Tambo

- En la cortante máxima dirección x-x, los valores máximos obtenidos, en 2 de los 4 modelos dinámicos para la rigidez del suelo (Barkan, Sargsian) disminuyen, en comparación con el modelo dinámico espectral, esto se produce, debido a que el suelo absorbe una parte de la energía del sismo y transmite a la edificación una menor cantidad, no siendo necesario rigidizar mucho la superestructura. Esto implica, que la rigidez del suelo nos permite optimizar estructuralmente las dimensiones de los elementos de corte.
En la dirección y-y, en todos los modelos dinámicos, reduce la cortante máxima, generando el efecto ya mencionado.
- El momento máximo dirección x-x, los valores máximos obtenidos, en 3 de los 4 modelos dinámicos para la rigidez del suelo (Barkan, Norma Rusa y Sargsian) disminuyen, en comparación con el modelo dinámico espectral, esto se produce, debido a que el suelo absorbe una parte de la energía del sismo y transmite a la edificación una menor cantidad, no siendo necesario rigidizar mucho la superestructura. Esto implica, que la rigidez del suelo nos permite optimizar estructuralmente las dimensiones de los elementos de corte.
En la dirección y-y, en todos los modelos dinámicos, reduce el momento máximo, generando el efecto ya mencionado.
- En la fuerza axial máxima tanto en la dirección x-x, y-y, los valores disminuyen, esto se debe, a que la cimentación absorbe parte de la energía del sismo y transmite una menor cantidad a ser disipada por la edificación.
- Los 4 modelos dinámicos propuestos en la dirección y-y, presenta irregularidad torsional en planta, por ende, la estructura es irregular, contradiendo a lo propuesto en la norma E030, que indica que toda edificación tipo A no se permiten irregularidades.

Distrito de Chilca

- En la cortante máxima dirección x-x, los valores máximos obtenidos, en 2 de los 4 modelos dinámicos para la rigidez del suelo (Barkan, Sargsian)

disminuyen, en comparación con el modelo dinámico espectral, esto se produce, debido a que el suelo absorbe una parte de la energía del sismo y transmite a la edificación una menor cantidad, no siendo necesario rigidizar mucho la superestructura. Esto implica, que la rigidez del suelo nos permite optimizar estructuralmente las dimensiones de los elementos de corte.

En la dirección y-y, en todos los modelos dinámicos, reduce la cortante máxima, generando el efecto ya mencionado.

- El momento máximo dirección x-x, los valores máximos obtenidos, en 3 de los 4 modelos dinámicos para la rigidez del suelo (Barkan, Norma Rusa Sargsian) disminuyen, en comparación con el modelo dinámico espectral, esto se produce, debido a que el suelo absorbe una parte de la energía del sismo y transmite a la edificación una menor cantidad, no siendo necesario rigidizar mucho la superestructura. Esto implica, que la rigidez del suelo nos permite optimizar estructuralmente las dimensiones de los elementos de corte.

En la dirección y-y, en todos los modelos dinámicos, reduce el momento máximo, generando el efecto ya mencionado.

- En la fuerza axial máxima en la dirección x-x, y-y, los valores disminuyen, en 3 de los 4 modelos dinámicos (Barkan, Norma Rusa y Sargsian) esto se debe, a que la cimentación absorbe parte de la energía del sismo y transmite una menor cantidad a ser disipada por la edificación.
- Los 4 modelos dinámicos propuestos en la dirección y-y, presenta irregularidad torsional en planta, por ende, la estructura es irregular, contradiciendo a lo propuesto en la norma E030, que indica que toda edificación tipo A no se permiten irregularidades.

03. Se identifico que existen diferencias significativas en los resultados del comportamiento sísmico mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo, esta afirmación se corrobora con la validación de hipótesis (anexo). Las diferencias significativas cuales se detalla a continuación para cada distrito:

Distrito de Huancayo

- Los resultados de las derivas de entrepiso dirección x-x con los modelos

dinámicos son mayores con respecto al análisis modal espectral. Además, en 3 de ellos excede con lo propuesto de la norma E030, esto es común porque, la cimentación se desplaza lateralmente, verticalmente y gira alrededor de sus ejes, generando desplazamientos y giros adicionales a la edificación. Se concluye, que el control de derivas de entrepiso es mas exigente con la rigidez del suelo.

Además, se propone rigidizar la estructura de la edificación en la dirección x-x, para disminuir la magnitud de las derivas de entrepiso.

En la dirección y-y, en 3 modelos dinámicos (Barkan, Norma Rusa e Ilichev) los valores oscilan con respecto al modelo dinámico espectral; solo el M.D. Sargsian excede significativamente, con respecto al análisis común y la norma E030.

Esto se da debido a la redundancia en el sistema estructural; ya que; actúa las placas con la estructura de albañilería.

- Los resultados de los periodos de vibración en la dirección x-x con los modelos dinámicos son mayores, es debido a que se adicionan las masas traslacionales y rotacionales de la cimentación. esto indica que aumentan el 1er modo de vibración.

En la dirección y-y, solo el modelo Sargsian es mayor al modelo dinámico espectral común, esto es debido al sistema estructural en esa dirección.

- Según la norma E030, la cortante basal dinámica $> 80\% V$ estática, al no cumplir esta condición se tiene que amplificar la cortante dinámica a través de los elementos estructurales, generando un incremento de las fuerzas de inercia internas de la estructura, por ende, aumenta la masa y la fuerza de la edificación.

Este aumento podría ocasionar daños a la edificación de forma interna, cuando empieza a vibrar la masa del edificio.

En cambio, en la dirección y-y, en todos los modelos dinámicos, cumple la condición de la norma E030, garantizando una adecuada distribución de las cortantes a través de sus elementos estructurales.

Distrito de el Tambo

- Los resultados de las derivas de entrepiso dirección x-x con los modelos dinámicos son mayores con respecto al análisis modal espectral. Además,

en 3 de ellos excede con lo propuesto de la norma E030, esto es común porque, la cimentación se desplaza lateralmente, verticalmente y gira alrededor de sus ejes, generando desplazamientos y giros adicionales a la edificación. Se concluye, que el control de derivas de entrepiso es más exigente con la rigidez del suelo y nos permite llevar un mejor control de la respuesta de la estructura.

Además, se propone rigidizar la estructura de la edificación en la dirección x-x, para disminuir la magnitud de las derivas de entrepiso.

En la dirección y-y, en los 4 modelos dinámicos (Barkan, Norma Rusa, Sargsian e Ilichev) los valores oscilan con respecto al modelo dinámico espectral; solo el M.D., ningún valor excede de la norma E030.

Esto se da debido a la redundancia en el sistema estructural y.y; ya que; actúa las placas con la estructura de albañilería.

- Los resultados de los periodos de vibración en la dirección x-x con los modelos dinámicos son mayores, es debido a que se adicionan las masas traslacionales y rotacionales de la cimentación. esto indica que aumentan el 1er modo de vibración.

En la dirección y-y, ningún resultado de los modelos dinámicos es mayor al modelo dinámico espectral común, esto es debido al sistema estructural.

- Según la norma E030, la cortante basal dinámica $> 80\% V$ estática, al no cumplir esta condición se tiene que amplificar la cortante dinámica a través de los elementos estructurales, generando un incremento de las fuerzas de inercia internas de la estructura, por ende, aumenta la masa y la fuerza de la edificación.

Este aumento podría ocasionar daños a la edificación de forma interna, cuando empieza a vibrar la masa del edificio.

En cambio, en la dirección y-y, en todos los modelos dinámicos, cumple la condición de la norma E030, garantizando una adecuada distribución de las cortantes a través de sus elementos estructurales.

Distrito de Chilca

- Los resultados de las derivas de entrepiso dirección x-x con los modelos dinámicos son mayores con respecto al análisis modal espectral. Además, todos los modelos dinámicos exceden con lo propuesto de la norma E030,

esto es común porque, la cimentación se desplaza lateralmente, verticalmente y gira alrededor de sus ejes, generando desplazamientos y giros adicionales a la edificación. Se concluye, que el control de derivas de entrepiso es más exigente con la rigidez del suelo y nos permite llevar un mejor control de la respuesta de la estructura.

Además, se propone rigidizar la estructura de la edificación en la dirección x-x, para disminuir la magnitud de las derivas de entrepiso.

En la dirección y-y, en los 4 modelos dinámicos (Barkan, Norma Rusa, Sargsian e Ilichev) los valores oscilan con respecto al modelo dinámico espectral, ningún valor excede de la norma E030.

Esto se da debido a la redundancia en el sistema estructural y.y; ya que; actúa las placas con la estructura de albañilería.

- Los resultados de los periodos de vibración en la dirección x-x con los modelos dinámicos son mayores, es debido a que se adicionan las masas traslacionales y rotacionales de la cimentación. esto indica que aumentan el 1er modo de vibración.

En la dirección y-y, solo el modelo Barkan es mayor al modelo dinámico espectral común, esto es debido al sistema estructural.

- Según la norma E030, la cortante basal dinámica $> 80\% V$ estática, al no cumplir esta condición se tiene que amplificar la cortante dinámica a través de los elementos estructurales, generando un incremento de las fuerzas de inercia internas de la estructura, por ende, aumenta la masa y la fuerza de la edificación.

Este aumento podría ocasionar daños a la edificación de forma interna, cuando empieza a vibrar la masa del edificio.

En cambio, en la dirección y-y, en todos los modelos dinámicos, cumple la condición de la norma E030, garantizando una adecuada distribución de las cortantes a través de sus elementos estructurales.

d) De acuerdo a la validación de hipótesis, se concluyó que:

En todos los, distrito de la provincia de Huancayo influye significativamente la rigidez del suelo en su comportamiento estructural:

Comportamiento estructural			
Tabla : Frecuencias observadas			
	Huancayo	Tambo	Chilca
Aumenta	2	3	4
Disminuye	22	21	20
	24	24	24
Comportamiento estructural			
Tabla : Frecuencias esperadas			
	Hyo	Tambo	Chilca
Aumenta	3.0	3.0	3.0
Disminuye	21.0	21.0	21.0

Como se observó en el cuadro todos los valores de las frecuencias observadas, están por encima de las esperadas, siendo el distrito de Huancayo donde más influye significativamente la rigidez del suelo en su comportamiento estructural.

Comportamiento sísmico			
Tabla : Frecuencias observadas			
	Huancayo	Tambo	Chilca
Aumenta	10	9	10
Disminuye	5	7	6
	15	16	16
Tabla : Frecuencias esperadas			
	Hyo	Tambo	Chilca
Aumenta	9.3	9.9	9.9
Disminuye	5.7	6.1	6.1

En los valores de las frecuencias observadas esperadas, la variación es mínima y de igual forma, el distrito de Huancayo es donde más influye la rigidez del suelo en su comportamiento sísmico, seguido del distrito de Chilca y por último el Tambo.

e) Para identificar qué modelo dinámico para la rigidez del suelo es el óptimo, nos basamos en la validación de hipótesis que nos da los siguientes resultados:

Todos los modelos dinámicos para la rigidez del suelo son los más óptimos en la influencia del comportamiento estructural en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo. Siendo el más resaltante el de Sargsian.

Recomendaciones

01. Se recomienda aplicar y/o incorporar los modelos de rigidez del suelo al análisis estructural en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo. pues se determinó que sí. influye significativamente en el análisis.
02. Se recomienda que al realizar un análisis estructural y sísmico de edificaciones educativas en la provincia de Huancayo. utilizando el software Etabs. Consideremos la interacción suelo estructura a través los modelos dinámicos de la rigidez del suelo ya que se estableció que existen diferencias significativas en los resultados, si los comparamos con un “análisis tradicional”.
Señalando principalmente que:
Es importante realizar un análisis incorporando los modelos dinámicos para la rigidez del suelo, puesto que, al incrementarse los desplazamientos y las derivas de entrepiso, estos pueden excederse de los límites máximos establecidos.
03. Se recomienda, que, en el distrito de Huancayo en las edificaciones educativas, se implemente los modelos dinámicos para la rigidez del suelo, para llevar un mejor control sísmico y optimizar en la dimensión de los elementos estructurales.
04. Se recomienda utilizar los modelos dinámicos Barkan y Sargsian, para futuras investigaciones.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. **A.SORIANO. 1989.** FISICA DE LA TIERRA . *FISICA DE LA TIERRA.* Madrid : Universidad Complutense de Madrid, 1989.
2. *Análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar de concreto armado considerando la interacción suelo-estructura Palián Huancayo.* **Anyaipoma Bendezu, Herberth Adderly. 2019.** Huancayo : Universidad Peruana Los Andes, 2019.
3. **Arnold, Chrithopher; Reitherman, Robert;. 1987.** *Configuración y diseño sísmico de edificios.* México : Limusa S.A. de C.V., 1987. ISBN 968-18-1988-8.
4. **Blanco Blasco, Antonio. 1994.** *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado.* Lima : Colegio de ingenieros de Perú, 1994.
5. **Chavez, Rigo Kibing Garay. 2017.** Influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento sísmico de un edificio de 7 niveles del proyecto "multifamiliar los balcones del valle" barrio columbo-cajamarca. cajamarca, cajamarca, peru : universidad nacional de cajamarca, junio de 2017.
6. **Gómez Chávez, Salvador Ismael. 2007.** *Análisis sísmico moderno.* México : Trillas, S.A. de C.V., 2007. ISBN 968-24-7379-9.
7. *Influencia de la interaccion suelo-estructura en la reducción de esfuerzos de una edificación aporticada con zapatas aisladas.* **Valderrama Carpio, Christian Jose y Meza Rodriguez, Jose Antonio. 2014.** Lima : Universidad Peruana de ciencias aplicadas, 2014.
8. *Interacción sísmica sueo-estructura en edificaciones aporticadas en el barrio de pueblo nuevo de la ciudad de Lircay.* **Carhuapoma Meza, Michael Darwin y Parodi Choccelahua, Israel. 2015.** Huancavelica : Universidad Nacional de Huancavelica, 2015.
9. **Kassimali, Aslam. 2015.** *Análisis estructural.* México : Cengage Learning Editores , 2015. ISBN: 978-607-519-507-0.
10. **López Yarango, Jorge Santiago; Godiño Poma , Francisco; Rupay Vargas, Marcos Josué;. 2018.** *Estructuración y diseño sísmico de edificaciones.* Huancayo : Impresos S.R.L., 2018. ISBN:978-612-00-3287-9.

11. *Respuesta dinámica de un edificio considerando el efecto interacción suelo-estructura.* **Díaz Guzmán (et.al).** 2012. Barcelona : Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, 2012. ISSN: 1134-3429.
12. **Vásquez Bustamante, Oscar.** 2019. *Reglamento nacional de edificaciones.* Lima : s.n., 2019.
13. **Villareal, Genner Castro.** 2017. *Interaccion sismica suelo-esructura en edificaciones con plateas de cimentacion.* Lima : s.n., 2017.
14. **VILLAREAL, GENNER CASTRO.** 2006. *Interaccion Sismica Suelo-Estructura en edificaciones con zapatas aisladas.* Lima : s.n., 2006.

ANEXOS

Anexo N° 1: Matriz de consistencia.

MATRIZ DE CONSISTENCIA

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	METODOLOGÍA	POBLACIÓN Y MUESTRA
<i>Problema general</i>	<i>Objetivo general</i>	<i>Hipótesis general</i>	<i>Variable Independiente</i>	<i>Método de investigación</i>	<i>Población</i>
¿Cuál es la influencia de la rigidez del suelo en el comportamiento estructural en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo?	Determinar la influencia de la rigidez del suelo en el comportamiento estructural en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo.	Ho= Nunca, la influencia de la rigidez del suelo, influirá significativamente en el comportamiento estructural en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo. H1= Siempre, la influencia de la rigidez del suelo, influirá significativamente en el comportamiento estructural en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo.	Rigidez del suelo	Cuantitativo, por que presenta un énfasis en los resultados numéricos obtenidos en el proceso de la recopilación de datos.	La población investigada en el presente estudio son las edificaciones de centros educativos de la ciudad de Huancayo.
<i>Problema específico</i>	<i>Objetivos específicos</i>	<i>Hipótesis específicas</i>	<i>Variable dependiente</i>	<i>Tipo de investigación</i>	<i>Muestra</i>
a) ¿Qué diferencia existen en los resultados del comportamiento estructural mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo?	a) Identificar las diferencias en los resultados del comportamiento estructural mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo	Hipótesis específicas "A" Ho= No, existen diferencias significativas en los resultados del comportamiento estructural mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo. H1= Si, existen diferencias significativas en los resultados del comportamiento estructural mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo.	Comportamiento estructural	Descriptiva Comparativa, ya que se analiza a través de cuadros comparativos sobre los resultados y se podrá obtener una breve descripción para cada uno de ellos, en relación a su análisis establecido.	Modelamiento del Bloque E- Pabellon secundaria del colegio emblemático Santa Isabel y poder determinar su comportamiento en los diferentes tipos de suelos de nuestra ciudad como es Huancayo, Tambo y Chilca.
¿Qué diferencia existen en los resultados del comportamiento sísmico mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo?	Identificar las diferencias en los resultados del comportamiento sísmico mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo	Hipótesis específicas "B" Ho= No, existen diferencias significativas en los resultados del comportamiento sísmico mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo. H1= Si, existen diferencias significativas en los resultados del comportamiento sísmico mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo.		Nivel de la investigación El desarrollo de la investigación tiene como Nivel de investigación Descriptiva según (Hernández, Fernández y Baptista, 2010). "Se pretende dirigir en un fenómeno de causa – efecto, aplicando una exploración en la	
¿En qué distrito de la provincia de Huancayo influye la rigidez del suelo en su comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas?	Establecer en que distrito de la provincia de Huancayo influye la rigidez del suelo en su comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas.	Hipótesis específicas "C" Ho= En ningún, distrito de la provincia de Huancayo influye significativamente la rigidez del suelo en su comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas. H1= En todos los, distrito de la provincia de Huancayo influye significativamente la rigidez del suelo en su comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas.		Diseño de la investigación Es No experimental ya que las variables estudiadas son fijas donde de este proceso se analizará los parámetros sísmicos, regularidad de la estructura, el tipo de suelo, derivas de entrepiso y esfuerzos de los elementos estructurales. Con lo cual se tiene una investigación longitudinal la cual será evaluada a través del tiempo.	
¿Qué modelo dinámico para la rigidez del suelo es el más óptimo en la influencia del comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo?	Establecer el modelo dinámico más óptimo para la rigidez del suelo en la influencia del comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo.	Hipótesis específicas "D" Ho= Ningún, modelo dinámico para la rigidez del suelo es el más óptimo en la influencia del comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo. H1= Todos los modelos dinámicos para la rigidez del suelo son los más óptimos en la influencia del comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo.			

Anexo N° 2: Certificados de ensayos.

Anexo N° 3: Planos.

Anexo N° 4: Validación de Hipótesis

VALIDACIÓN DE HIPÓTESIS – PRUEBA CHI CUADRADO

En la formulación de hipótesis del presente trabajo, se planteó las siguientes hipótesis:

Hipótesis general

Ho= Siempre, la influencia de la rigidez del suelo, influirá significativamente en el comportamiento estructural en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo.

H1= Nunca, la influencia de la rigidez del suelo, influirá significativamente en el comportamiento estructural en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo.

Por lo tanto, si los datos obtenidos por la influencia de la rigidez del suelo, son significativos a los datos obtenidos en las modelaciones sin considerar la rigidez, se podrá afirmar que la hipótesis es verdadera. Para llegar a una conclusión de esta índole, será necesario hacer uso de la Prueba Chi Cuadrado (X²).

Hipótesis específicas

Hipótesis específicas “A”

Ho= Si, existen diferencias significativas en los resultados del comportamiento estructural mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo.

H1= No, existen diferencias significativas en los resultados del comportamiento estructural mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo.

Por lo tanto, si existen diferencias significativas en los resultados del comportamiento estructural mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo, se podrá afirmar que la hipótesis es verdadera. Para llegar a una conclusión de esta índole, será necesario hacer uso de la Prueba Chi Cuadrado (X²).

Hipótesis específicas “B”

Ho= Si, existen diferencias significativas en los resultados del comportamiento sísmico mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo.

H1= No, existen diferencias significativas en los resultados del comportamiento sísmico mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo.

Por lo tanto, si existen diferencias significativas en los resultados del comportamiento sísmico mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo., se podrá afirmar que la hipótesis es verdadera. Para llegar a una conclusión de esta índole, será necesario hacer uso de la Prueba Chi Cuadrado (X²).

Hipótesis específicas "C"

H₀= En todos los, distrito de la provincia de Huancayo influye significativamente la rigidez del suelo en su comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas.

H₁= En ningún, distrito de la provincia de Huancayo influye significativamente la rigidez del suelo en su comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas.

Por lo tanto, si en todos los, distrito de la provincia de Huancayo influye significativamente la rigidez del suelo en su comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas, se podrá afirmar que la hipótesis es verdadera. Para llegar a una conclusión de esta índole, será necesario hacer uso de la Prueba Chi Cuadrado (X²).

Hipótesis específicas "D"

H₀= Todos los modelos dinámicos para la rigidez del suelo son los más óptimos en la influencia del comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo.

H₁= Ningún, modelo dinámico para la rigidez del suelo es el más óptimo en la influencia del comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo.

Por lo tanto, si todos los modelos dinámicos para la rigidez del suelo son los más óptimos en la influencia del comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, se podrá afirmar que la hipótesis es verdadera. Para llegar a una conclusión de esta índole, será necesario hacer uso de la Prueba Chi Cuadrado (X²).

6.1. Definición de la Prueba chi cuadrado (X2)

La Prueba Chi Cuadrado (X2) es el nombre de una prueba de hipótesis que se usa para determinar si dos variables son o no independientes entre sí. Para poder realizar esta prueba es necesario que la muestra sea mayor a treinta (30) ($n > 30$).

6.2. Etapas de la Prueba chi cuadrado (X2)

La Prueba Chi Cuadrado (X2) consta de ciertas etapas para realizar su desarrollo.

- Realizar una conjetura
- Plantear la hipótesis nula (H0) y la hipótesis alternativa (H1). La hipótesis nula indica que las dos variables son independientes entre sí, mientras que la hipótesis alternativa indica que las dos variables son dependientes entre sí.
- Obtener el valor de X2

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

Donde:

O: Frecuencias observadas

E: Frecuencias esperadas

- Determinar el grado de libertad
- $V = (\text{número de filas} - 1) \times (\text{número de columnas} - 1)$
- Encontrar el valor crítico para el grado de libertad obtenido, con un nivel de significancia de 0.05, es decir que exista una probabilidad del 0.95 que la hipótesis nula sea verdadera.
- Comparar el chi cuadrado calculado con el valor crítico que se obtuvo en el paso anterior.
- Realizar una interpretación del resultado.

Aplicación y validación de hipótesis

Para la conjetura siguiente, que corresponde a la primera hipótesis específica;

H0= Si, existen diferencias significativas en los resultados del comportamiento estructural mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo.

H1= No, existen diferencias significativas en los resultados del comportamiento estructural mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo.

Donde:

0 significa que no existe incidencia

1 significa que si hubo incidencia

Tabla.1 Disminución o aumento de las fuerzas internas del análisis dinámico considerando y no la rigidez del suelo

Distrito de Huancayo

MODELOS DINÁMICOS									
Distrito de Huancayo									
		Dirección x-x				Dirección y-y			
		Barkan	N. Rusia	llichev	Sargsian	Barkan	N. Rusia	llichev	Sargsian
Cortante máxima	Aumenta	0	0	1	0	0	0	0	0
	Disminuye	1	1	0	1	1	1	1	1
Momento maximo	Aumenta	0	0	1	0	0	0	0	0
	Disminuye	1	1	0	1	1	1	1	1
Fueza axial	Aumenta	0	0	0	0	0	0	0	0
	Disminuye	1	1	1	1	1	1	1	1

Tabla.2 Disminución o aumento de las fuerzas internas del análisis dinámico considerando y no la rigidez del suelo

Distrito de Tambo

MODELOS DINÁMICOS									
Distrito de Tambo									
		Dirección x-x				Dirección y-y			
		Barkan	N. Rusia	llichev	Sargsian	Barkan	N. Rusia	llichev	Sargsian
Cortante máxima	Aumenta	0	1	1	0	0	0	0	0
	Disminuye	1	0	0	1	1	1	1	1
Momento maximo	Aumenta	0	0	1	0	0	0	0	0
	Disminuye	1	1	0	1	1	1	1	1
Fueza axial	Aumenta	0	0	0	0	0	0	0	0
	Disminuye	1	1	1	1	1	1	1	1

Tabla.3 Disminución o aumento de las fuerzas internas del análisis dinámico considerando y no la rigidez del suelo

Distrito de Chilca

MODELOS DINÁMICOS									
Distrito de Chilca									
		Dirección x-x				Dirección y-y			
		Barkan	N. Rusia	llichev	Sargsian	Barkan	N. Rusia	llichev	Sargsian
Cortante máxima	Aumenta	0	1	1	0	0	0	0	0
	Disminuye	1	0	0	1	1	1	1	1
Momento maximo	Aumenta	0	0	1	0	0	0	0	0
	Disminuye	1	1	0	1	1	1	1	1
Fueza axial	Aumenta	0	0	0	1	0	0	0	0
	Disminuye	1	1	1	0	1	1	1	1

Con las tablas mostradas, se infiere la tabla de frecuencias observadas mostrada a continuación. Se observa que se cumple con el requisito de tener más de 30 datos para realizar la Prueba chi cuadrado.

Tabla: Frecuencias observadas

	Cortante	Momento	Axial	
Disminuye	19	21	23	63
Aumenta	5	3	1	9
	24	24	24	72

Tabla : Frecuencias esperadas

	Cortante	Momento	Axial
Disminuye	21	21	21
Aumenta	3	3	3

Aplicamos la formula:

$$X^2 = 0.20 + 0 + 0.20 + 1.33 + 0 + 1.33 = 3.06$$

- El grado de libertad $V = (2-1) \times (3-1) = 2$
- El valor crítico para un nivel de significancia de 0.05 y 2 grados de libertad es 5.9915 (Anexo 1).
- Como 3.06 es menor que 5.9915 no se rechaza H_0 y se concluye con un nivel de significación de 0.05 Si, existen diferencias significativas en los resultados del comportamiento estructural mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo.

Al aceptarse la hipótesis H_0 , queda demostrada la validez de la hipótesis de la presente tesis de investigación.

Hipótesis específicas "B"

Para la conjetura siguiente, que corresponde a la segunda hipótesis específica:

En esta hipótesis, no estamos considerando los datos de la cortante basal, porque hay ambigüedad al momento de la interpretación de sus resultados.

$H_0 =$ Si, existen diferencias significativas en los resultados del comportamiento sísmico mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo.

$H_1 =$ No, existen diferencias significativas en los resultados del comportamiento sísmico mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo.

MODELOS DINÁMICOS									
Distrito de Huancayo									
		Dirección x-x				Dirección y-y			
		Barkan	N. Rusia	llichev	Sargsian	Barkan	N. Rusia	llichev	Sargsian
Derivas de entrespicio	Aumenta	1	1	1	1	0	0	0	1
	Disminuye	0	0	0	0	1	-	1	0
Períodos de vibración	Aumenta	1	1	1	1	0	0	0	1
	Disminuye	0	0	0	0	1	1	1	0

MODELOS DINÁMICOS									
Distrito de Tambo									
		Dirección x-x				Dirección y-y			
		Barkan	N. Rusia	llichev	Sargsian	Barkan	N. Rusia	llichev	Sargsian
Derivas de entrespicio	Aumenta	1	1	1	1	0	0	1	0
	Disminuye	0	0	0	0	1	1	0	1
Períodos de vibración	Aumenta	1	1	1	1	0	0	0	0
	Disminuye	0	0	0	0	1	1	1	1

MODELOS DINÁMICOS									
Distrito de Chilca									
		Dirección x-x				Dirección y-y			
		Barkan	N. Rusia	Ilichev	Sargsian	Barkan	N. Rusia	Ilichev	Sargsian
Derivas de entrepiso	Aumenta	1	1	1	1	0	0	1	0
	Disminuye	0	0	0	0	1	1	0	1
Períodos de vibración	Aumenta	1	1	1	1	1	0	0	0
	Disminuye	0	0	0	0	0	1	1	1

Tabla: Frecuencias observadas

	Derivas de entrepiso	Periodos de vibración	
Disminuye	8	10	18
Aumenta	15	14	29
	23	24	47

Tabla: Frecuencias esperadas

	Derivas de entrepiso	Periodos de vibración
Disminuye	8.81	9.19
Aumenta	14.19	14.81

Aplicamos la formula:

$$\chi^2 = 0.24$$

- El grado de libertad $V = (2-1) \times (2-1) = 1$
- El valor crítico para un nivel de significancia de 0.05 y 1 grado de libertad es 3.8415 (Anexo 1).
- Como 0.24 es menor que 3.8415 no se rechaza H_0 y se concluye con un nivel de significación de 0.05, que sí, existen diferencias significativas en los resultados del comportamiento sísmico mediante el uso del software Etabs en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo, considerando y no la rigidez del suelo. Al aceptarse la hipótesis H_0 , queda demostrada la validez de la hipótesis de la presente tesis de investigación.

Hipótesis específicas "C"

H_0 = En todos los, distrito de la provincia de Huancayo influye significativamente la rigidez del suelo en su comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas.

H_1 = En ningún, distrito de la provincia de Huancayo influye significativamente la rigidez del suelo en su comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas.

Comportamiento estructural	
Distrito de Huancayo	
Aumenta	2
Disminuye	22

Comportamiento sísmico	
Distrito de Huancayo	
Aumenta	10
Disminuye	5

Comportamiento estructural	
Distrito del Tambo	
Aumenta	3
Disminuye	21

Comportamiento sísmico	
Distrito del Tambo	
Aumenta	9
Disminuye	7

Comportamiento estructural	
Distrito de Chilca	
Aumenta	4
Disminuye	14

Comportamiento sísmico	
Distrito de Chilca	
Aumenta	10
Disminuye	6

Primero calcularemos el chi cuadrado del comportamiento estructural, en todos los distritos:

Comportamiento estructural
Tabla : Frecuencias observadas

	Huancayo	Tambo	Chilca	
Aumenta	2	3	4	9
Disminuye	22	21	20	63
	24	24	24	72

Comportamiento estructural
Tabla : Frecuencias esperadas

	Hyo	Tambo	Chilca
Aumenta	3.0	3.0	3.0
Disminuye	21.0	21.0	21.0

Aplicamos la formula:

$$X^2 = 0.33 + 0 + 0.33 + 0.05 + 0 + 0.05 = 0.76$$

- El grado de libertad $V = (2-1) \times (3-1) = 2$
- El valor crítico para un nivel de significancia de 0.05 y 2 grados de libertad es 5.9915 (Anexo 1).
- Como, 0.76 es menor que 5.9915 no se rechaza H_0 .

Procedemos a calcular el chi cuadrado del comportamiento sísmico en todos los distritos:

Comportamiento sísmico

Tabla : Frecuencias observadas

	Huancayo	Tambo	Chilca	
Aumenta	10	9	10	29
Disminuye	5	7	6	18
	15	16	16	47

Tabla : Frecuencias esperadas

	Hyo	Tambo	Chilca
Aumenta	9.3	9.9	9.9
Disminuye	5.7	6.1	6.1

Aplicamos la formula:

$$\chi^2 = 0.06 + 0.077 + 0.002 + 0.097 + 0.124 + 0.003 = 0.362$$

- El grado de libertad $V = (2-1) \times (3-1) = 2$
- El valor crítico para un nivel de significancia de 0.05 y 2 grados de libertad es 5.9915 (Anexo 1).

Como 0.362 es menor que 5.9915 no se rechaza H_0 la variable del comportamiento sísmico.

Se concluye con un nivel de significación de 0.05 que:

En todos los, distrito de la provincia de Huancayo influye significativamente la rigidez del suelo en su comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas.

Hipótesis específicas "D"

H_0 = Todos los modelos dinámicos para la rigidez del suelo son los más óptimos en la influencia del comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo.

H_1 = Ningún, modelo dinámico para la rigidez del suelo es el más óptimo en la influencia del comportamiento estructural y sísmico en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo.

Comportamiento Estructural					Comportamiento sísmico				
Distrito de Huancayo					Distrito de Huancayo				
	Barkan	N. Rusia	Ilichev	Sargsian		Barkan	N. Rusia	Ilichev	Sargsian
Aumenta	0	0	2	0	Aumenta	2	2	2	4
Disminuye	6	6	4	6	Disminuye	2	1	2	0

Comportamiento Estructural					Comportamiento sísmico				
Distrito de Tambo					Distrito de Tambo				
	Barkan	N. Rusia	Ilichev	Sargsian		Barkan	N. Rusia	Ilichev	Sargsian
Aumenta	0	1	2	0	Aumenta	2	2	3	2
Disminuye	6	5	4	6	Disminuye	2	2	1	2

Comportamiento Estructural					Comportamiento sísmico				
Distrito de Chilca					Distrito de Chilca				
	Barkan	N. Rusia	Ilichev	Sargsian		Barkan	N. Rusia	Ilichev	Sargsian
Aumenta	0	1	2	1	Aumenta	3	2	3	2
Disminuye	6	5	4	5	Disminuye	1	2	1	2

Primero calcularemos el chi cuadrado del comportamiento estructural, en todos los modelos dinámicos:

Comportamiento Estructural					
Tabla: Frecuencias observadas					
	Barkan	N. Rusia	Ilichev	Sargsian	
Aumenta	0	2	6	1	9
Disminuye	18	16	12	17	63
	18	18	18	18	72

Tabla: Frecuencias esperadas				
	Barkan	N. Rusia	Ilichev	Sargsian
Aumenta	2.3	2.3	2.3	2.3
Disminuye	15.8	15.8	15.8	15.8

Aplicamos la formula:

$$X^2 = 2.3 + 0.039 + 5.95 + 0.74 + 0.31 + 0.003 + 0.91 + 0.09 = 10.342$$

- El grado de libertad $V = (2-1) \times (4-1) = 3$
- El valor crítico para un nivel de significancia de 0.05 y 3 grados de libertad es 7.8147 (Anexo 1).
- Como 10.342 es mayor que 5.9915 se rechaza H_0 , para el comportamiento estructural.

Procedemos a calcular el chi cuadrado del comportamiento sísmico en todos los distritos:

Comportamiento sísmico				
------------------------	--	--	--	--

Tabla: Frecuencias observadas

	Barkan	N. Rusia	Ilichev	Sargsian	
Aumenta	7	6	8	8	29
Disminuye	5	5	4	4	18
	12	11	12	12	47

Tabla: Frecuencias esperadas

	Barkan	N. Rusia	Ilichev	Sargsian
Aumenta	7.4	6.8	7.4	7.4
Disminuye	4.6	4.2	4.6	4.6

Aplicamos la formula:

$$X^2 = 0.02 + 0.09 + 0.05 + 0.05 + 0.03 + 0.15 + 0.08 + 0.08 = 0.55$$

- El grado de libertad $V = (2-1) \times (4-1) = 3$
- El valor crítico para un nivel de significancia de 0.05 y 2 grados de libertad es 5.9915 (Anexo 1).

Como 0.55 es menor que 5.9915 cumple la variable del comportamiento sísmico. Se concluye con un nivel de significación de 0.05 que:

Todos los modelos dinámicos para la rigidez del suelo son los más óptimos en la influencia del comportamiento sísmico en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo.

Ningún, modelo dinámico para la rigidez del suelo es el más óptimo en la influencia del comportamiento estructural en edificaciones educativas de la provincia de Huancayo.