

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA**

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO DE INTERACCIÓN
SUELO ESTRUCTURA CON LA NTP E- 0.30. 2018, AL DETERMINAR LA
RESPUESTA ESTRUCTURAL DE LA TORRE II DE LA CLÍNICA
LIMATAMBO S.A.C CAJAMARCA”**

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

Presentada por

BACH. JUAN FERNANDO BUSTAMANTE MORENO

Asesor

ING. MARCOS MENDOZA LINARES

CAJAMARCA – PERÚ 2021

AGRADECIMIENTOS

A mi asesor Ing. Marcos Mendoza Linares, por su permanente apoyo y asesoría durante el desarrollo de la tesis.

A la Universidad Nacional de Cajamarca y a mis docentes, especialmente del área de Estructuras de la Escuela Académico profesional de Ingeniería Civil, quienes me inculcaron el conocimiento e impulsaron mi dedicación en el área de Estructuras de la Ingeniería Civil.

DEDICATORIA

A MIS PADRES

Quienes me apoyan incondicionalmente en cada uno de mis proyectos y por haber formado en mí, una persona de bien, con valores y aspiraciones.

A MIS HERMANOS

Quienes comparten mis proyectos, y son insignia de éxito.

TABLA DE CONTENIDO

I.	INTRODUCCIÓN	1
1.1.	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA:	1
1.2.	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA:	3
1.3.	HIPÓTESIS	3
1.4.	JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	3
1.5.	LIMITACIONES	4
1.6.	ALCANCES	4
1.7.	DELIMITACIÓN:	4
1.8.	OBJETIVOS:	5
1.8.1.	Objetivo General.....	5
1.8.2.	Objetivos Específicos.	5
II.	MARCO TEÓRICO.....	6
2.1.	ANTECEDENTES TEÓRICOS.....	6
2.1.1.	A Nivel Internacional:.....	6
2.1.2.	A nivel Nacional:	7
2.1.3.	A nivel Local:.....	8
2.2.	BASES TEÓRICAS	9
2.2.1.	Pre dimensionamiento para la Interacción Suelo Estructura	9
2.2.2.	Verificación del efecto de sobre presiones.	10
2.2.3.	Interacción Suelo Estructura.....	10
2.2.4.	Modelos dinámicos de Interacción Suelo Estructura.....	11
2.2.4.1.	Modelo Dinámico D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV	11
2.2.4.2.	Modelo Dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87	13
2.2.4.3.	Modelo Dinámico A.E. Sargsian.	15
2.2.4.4.	Modelo Dinámico N.G. Shariya.	16
2.2.5.	Interacción Suelo Estructura (ASCE/SEI 41-17) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.	17
2.2.5.1.	Cálculo de Los Coeficientes de Rigidez según el ASCE/SEI 41-17	18
2.2.5.2.	Interacción Cinemática: Losa base efectiva (Kinematic soil – Structure Interaction from strong motion recordings)	19
2.2.5.3.	Modificación Cinemática por la Interacción Suelo Estructura. (ASCE/SEI 41-17).....	19

2.2.5.4.	Amortiguamiento de la cimentación considerando el efecto de la Interacción Suelo Estructura.	22
2.2.6.	Consideraciones del Análisis Sísmico, NTE E.030 - 2018.....	25
2.2.6.1.	Análisis Sísmico Estático.....	26
2.2.6.2.	Análisis Dinámico Modal Espectral.	26
2.2.6.3.	Análisis Dinámico Tiempo Historia:	32
2.2.7.	Cálculo del empuje de tierras en los muros de Contención del Sótano.37	
2.2.7.1.	Presión Activa del suelo: (Teoría de Mononobe – Okabe).....	37
2.2.7.2.	Presiones Adicionales Sísmicas del Terreno. (ASCE/SEI 41-17).....	39
2.2.7.3.	Presión Sísmica de Suelos en reposo.	41
2.2.8.	Cálculo del Esfuerzo Inducido ($\Delta\sigma$).....	42
2.2.9.	Conversión de presiones Triangulares a Rectangulares equivalentes ejercidas por el suelo en muros de contención.	43
2.3.	DEFINICIÓN DE TÉRMINOS.....	45
3.	MATERIALES Y MÉTODOS	48
3.1.	Ubicación Geográfica.	48
3.2.	Época de la Investigación.	48
3.3.	Descripción de la Estructura en Estudio.	48
3.4.	Metrado de Cargas.	51
3.5.	Análisis Sísmico Considerando la Base Empotrada	52
3.5.1.	Análisis Sísmico Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes:	52
3.5.1.1.	Análisis Sísmico Estático Utilizando el programa Etabs v18.....	54
3.5.2.	Análisis Dinámico Modal Espectral	59
3.5.2.1.	Espectro de Respuesta Norma técnica E.030 - 2018	59
3.5.2.2.	Análisis Dinámico Espectral en el programa Etabs v18.....	60
3.5.3.	Análisis Dinámico Tiempo – Historia.	64
3.5.3.1.	Registros Sísmico	65
3.5.3.2.	Análisis Dinámico Tiempo – Historia con el Programa Etabs.	67
3.6.	Modelos Considerando la Interacción Suelo Estructura.....	73
3.6.1.	Pre dimensionamiento de Interacción Suelo Estructura	73
3.6.2.	Verificación del efecto de sobre presiones.	73
3.6.3.	Modelos dinámicos de Interacción Suelo Estructura.....	73
3.6.3.1.	Modelo Dinámico D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV.....	73
3.6.3.2.	Modelo Dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87	75

3.6.3.3.	Modelo Dinámico A.E. Sargsian.	78
3.6.4.	Modelo de Interacción Suelo Estructura según el ASCE/SEI 41-17....	82
3.6.4.1.	Modificación Cinemática Interacción Suelo Estructura.	82
3.6.4.2.	Cálculo de los coeficientes de rigidez Modelo ASCE/SEI 41-17.....	85
3.6.4.3.	Amortiguamiento de la Estructura.	86
3.6.5.	Cálculo del empuje de tierras en los muros de Contención del Sótano.	94
3.6.5.1.	Presión Activa del suelo: (Teoría de Mononobe – Okabe).....	94
3.6.5.2.	Presiones Adicionales Sísmicas del Terreno. (ASCE/SEI 41-17).....	94
3.6.5.3.	Presión Sísmica de Suelos en reposo.	95
3.6.6.	Cálculo del Esfuerzo Horizontal Inducido.....	96
3.6.7.	Presión del Terreno Trapezoidal Equivalente a Rectangular.....	98
3.7.	Tratamiento, análisis de datos y presentación de resultados.....	100
3.7.1.	Tratamiento y análisis de datos.....	100
3.7.2.	Presentación de Resultados.....	100
3.7.2.1.	Resultados de las Fuerzas Internas	100
3.7.2.2.	Resultados periodos fundamentales de vibración de la estructura y porcentaje de masa participativa.	113
3.7.2.3.	Resultados esfuerzos en la platea de cimentación	115
3.7.2.4.	Resultados de la respuesta estructural.....	120
3.7.2.5.	Resultados del análisis Sísmico Estático	120
3.7.2.6.	Resultados Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral.....	126
3.7.2.7.	Resultados análisis Tiempo Historia.....	133
IV.	ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	142
V.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	151
5.1.	Conclusiones	151
5.2.	Recomendaciones	153
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.	154
	ANEXOS.....	159

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 1: Esquema de interacción suelo – platea de cimentación (Villareal Castro, G. 2017).....	10
Figura N° 2: Comparación del Espectro de Pseudoaceleraciones Elástico.....	33
Figura N° 3: Configuración de los valores de entrada del registro Sísmico a Escalar..	34
Figura N° 4: Gráfica de Registro Sísmico Original	35
Figura N° 5: Espectro de Respuesta Elástico.....	35
Figura N° 6: Registro sísmico con convergencia	36
Figura N° 7: Registro sísmico Escalado.....	36
Figura N° 8: Espectro escalado al espectro obtejivo.....	36
Figura N° 9: Derivación de la ecuación de Mononobe Okabe (Mononobe, 1929).....	37
Figura N° 10: Esquema de distribución del esfuerzo para una carga por unidad de Longitud (Boussinesq.188).....	42
Figura N° 11: Zona de Influencia del esfuerzo para una carga por unidad de longitud [Knappett, 2014].....	43
Figura N° 12: Equivalencia de la presión del terreno trapezoidal a rectangular (J, Calavera. 1989).....	44
Figura N° 13: Ubicación de la Clínica Limatambo.....	48
Figura N° 14: Asignación de brazos Rígidos en los elementos frame.....	54
Figura N° 15: Factor de cortante Basal y definición de la dirección de análisis en el programa Etabs v18.....	55
Figura N° 16: Asignación de diafragma rígido.	56
Figura N° 17: Definición de la Masa con excentricidad accidental de $\pm 5\%$ en X e Y	57
Figura N° 18: Discretización de las placas	58
Figura N° 19: Liberación de momento en elementos en los cuales no cumple la longitud apoyada	58
Figura N° 20: Parámetro de sitio para la construcción del Espectro de Pseudo Aceleraciones.....	59
Figura N° 21: Espectro de Pseudo Aceleraciones X-X, Y-Y.....	59
Figura N° 22: Definición del Espectro de Pseudo aceleraciones en Etabs	60
Figura N° 23: Definición caso Análisis no Lineal Estático para enlazar las masas con la excentricidad (X+, Y+)	61
Figura N° 24: Definición Casos Modales enlazados de los Análisis No Lineales con las excentricidades de Masa(X+, X-, Y+, Y-).....	62
Figura N° 25: Definición de los casos espectrales, para cada dirección de Análisis considerando la excentricidad de la Masa	63
Figura N° 26: Definición de los sismos Dinámicos, mediante la envolvente de casos espectrales con excentricidad positiva y negativa	64
Figura N° 27: Espectro de Pseudo Aceleraciones Elástico.....	66
Figura N° 28: Definición de las Funciones Tiempo Historia en la Dirección EW	70
Figura N° 29: Definición de las Funciones Tiempo Historia en la Dirección NS	71
Figura N° 30: Definición de las Funciones Tiempo Historia en la Dirección NS	72

Figura N° 31: Incorporación Interacción Suelo Estructura Modelo Dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov.....	75
Figura N° 32: Definición del Amortiguamiento y Rigidez del Suelo mediante la propiedad Link – Damper Exponencial.....	77
Figura N° 33: Incorporación de la Interacción Suelo Estructura Modelo Dinámico Norma Rusa.	77
Figura N° 34: Definición del Amortiguamiento y Rigidez del Suelo mediante la propiedad Link – Damper Exponencial.....	79
Figura N° 35: Incorporación de la Interacción Suelo Estructura Modelo Dinámico....	79
Figura N° 36: Definición del Amortiguamiento y Rigidez modelo N.G. Shariya.....	81
Figura N° 37: Incorporación de la Interacción Suelo Estructura Modelo Dinámico N.G Shariya.	81
Figura N° 38: Comparación Espectro base empotrada con Espectro de Respuesta Considerando la Modificación por Interacción Cinemática. ASCE/SEI 41-17	84
Figura N° 39: Comparación Espectro base empotrada con Espectro de Respuesta Considerando la Modificación por Interacción Cinemática, ASCE/SEI 41-17	84
Figura N° 40: Comparación Espectro base empotrada con Espectro de Respuesta con amortiguamiento variable, Considerando la Modificación por Interacción Cinemática del ASCE/SEI 41-17.....	88
Figura N° 41: Comparación Espectro base empotrada con Espectro de Respuesta con amortiguamiento variable, Considerando la Modificación por Interacción Cinemática del ASCE/SEI 41-17 en la zona de aceleraciones constantes	89
Figura N° 42: Modificación del Factor de Cortante Estático.....	89
Figura N° 43: Función Espectral con ISE, ASCE/SEI 41-17	90
Figura N° 44: Definición de las nuevas funciones espectrales, con el espectro considerando la ISE del ASCE/SEI 41-17	90
Figura N° 45: Incorporación de la Interacción Suelo Estructura por el Modelo del ASCE/SEI 41-17	91
Figura N° 46: Comparación de los Coeficientes de Rigidez Traslacionales	92
Figura N° 47: Comparación de los Coeficientes de Rigidez Traslacionales	92
Figura N° 48: Comparación de los Coeficientes de Amortiguamiento Traslacionales	93
Figura N° 49: Comparación de los Coeficientes de Amortiguamiento Traslacionales	93
Figura N° 50: Boceto Torre II de la Clínica Limatambo, con cargas estimadas.	96
Figura N° 51: Diagrama de presiones de forma trapezoidal sobre el muro de contención.....	98
Figura N° 52: Presión del Terreno Equivalente a carga rectangular.....	99
Figura N° 53: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 3-3, modelo Base Fija.....	101
Figura N° 54: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 2-2, modelo Base Fija.....	101
Figura N° 55: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 3-3, modelo D.D Barkan – O.A Savinov.....	102

Figura N° 56: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 2-2, modelo D.D Barkan – O.A Savinov.....	102
Figura N° 57: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 3-3, modelo Dinámico Norma Rusa	103
Figura N° 58: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 2-2, modelo Dinámico Norma Rusa	103
Figura N° 59: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 3-3, modelo A.E. Sargsian	104
Figura N° 60: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 2-2, modelo A.E. Sargsian	104
Figura N° 61: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 3-3, modelo N.G. Shariya.....	105
Figura N° 62: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 2-2, modelo N.G. Shariya.....	105
Figura N° 63: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 3-3, modelo ASCE/SEI 41-17	106
Figura N° 64: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 2-2, modelo ASCE/SEI 41-17	106
Figura N° 65: Variación Porcentual de la Carga Axial por cada combinación de carga	107
Figura N° 66: Variación Porcentual del Momento alrededor del Eje Y	108
Figura N° 67: Variación Porcentual del Momento alrededor del Eje Z.....	109
Figura N° 68: Variación porcentual de los momentos máximos positivos y negativos en la viga.....	110
Figura N° 69: Variación porcentual de los cortantes máximos positivos y negativos en la viga.....	110
Figura N° 70: Comparación de las Fuerzas Axiales en Placas	111
Figura N° 71: Variación porcentual de los Cortantes Máximos Positivo y Negativo en Viga.....	112
Figura N° 72: Variación porcentual de los Cortantes Máximos Positivo y Negativo en Viga.....	112
Figura N° 73: Variación porcentual de los Cortantes Máximos Positivo y Negativo en Viga.....	113
Figura N° 74: Distribución de esfuerzos en la platea de cimentación modelo Norma Rusa	116
Figura N° 75: Distribución de esfuerzos en la platea de cimentación modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov.....	116
Figura N° 76: Distribución de esfuerzos en la platea de cimentación modelo A.E. Sargsian	117
Figura N° 77: Distribución de esfuerzos en la platea de cimentación modelo N.G. Shariya.....	118
Figura N° 78: Distribución de esfuerzos en la platea modelo ASCE/SEI 41-17	118
Figura N° 79: Distribución de esfuerzos en platea de cimentación modelo	119

Figura N° 80: Variación Porcentual del cortante Basal Estático para los modelos analizados	121
Figura N° 81: Desplazamientos máximos en todos los niveles	122
Figura N° 82: Variación porcentual desplazamiento máximo nivel superior dirección X.	122
Figura N° 83: Desplazamientos máximos en todos los niveles dirección Y.....	123
Figura N° 84: Variación porcentual desplazamiento máximo nivel superior dirección Y.	124
Figura N° 85: Derivas por Sismo Estático en la Dirección de Análisis X.....	125
Figura N° 86: Derivas por Sismo Estático en la Dirección de Análisis Y.....	126
Figura N° 87: Variación Porcentual del cortante Basal Dinámico para los modelos analizados	127
Figura N° 88: Desplazamiento Máximo por sismo Dinámico en X	128
Figura N° 89: Variación porcentual desplazamiento máximo en el nivel superior	129
Figura N° 90: Desplazamiento Máximo por sismo Dinámico en Y	130
Figura N° 91: Variación porcentual desplazamiento máximo en la dirección Y en el nivel superior por Sismo Dinámico	130
Figura N° 92: Derivas por sismo dinámico en la Dirección de Análisis X.....	131
Figura N° 93: Derivas por sismo Dinámico en la Dirección de Análisis Y.....	132
Figura N° 94: Variación Porcentual Cortantes Elásticas Análisis Tiempo Historia en X.	134
Figura N° 95: Variación Porcentual Cortantes Elásticas Análisis Tiempo Historia en Y	135
Figura N° 96: Variación porcentual de las derivas en la dirección X por Sismo Lamas 2005	136
Figura N° 97: Variación porcentual de las derivas en la dirección Y por Sismo Lamas 2005	137
Figura N° 98: Variación porcentual de las derivas en la dirección X Sismo del Sur del Perú 2018.....	138
Figura N° 99: Variación porcentual de las derivas en la dirección Y Sismo del sur del Perú 2018.....	139
Figura N° 100: Variación porcentual de las derivas en la dirección X Sismo Pisco 2007	140
Figura N° 101: Variación porcentual de las derivas en la dirección Y Sismo Pisco 2007	141

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1: Coeficientes de Rigidez Modelo Dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov (Villareal Castro, G. 2017)	11
Tabla N° 2: Coeficientes de desplazamiento y compresión Modelo Dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov (Villareal Castro, G. 2017).....	11
Tabla N° 3: Relación del tipo de suelo con el Coeficiente C_0 (Villareal Castro, G. 2017, NTE E.030 - 2018)	12
Tabla N° 4: Relación del tipo de suelo con el Coeficiente C_0 (Villareal Castro, G. 2017).....	13
Tabla N° 5: Coeficientes de desplazamiento elástico uniforme (Villareal Castro, G. 2017).....	14
Tabla N° 6: Amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotaciones respecto a sus ejes horizontal y vertical (Villareal Castro, G. 2017).....	14
Tabla N° 7: Coeficientes de Amortiguamiento Norma Rusa (Villareal Castro, G. 2017).....	15
Tabla N° 8: Coeficientes de desplazamiento y compresión Modelo Dinámico A.E. Sargsian (Villareal Castro, G. 2017)	15
Tabla N° 9: Coeficiente de Amortiguamiento del Suelo A.E. Sargsian (Villareal Castro, G. 2017)	15
Tabla N° 10: Velocidades de ondas de corte y transversales, modelo A.E. Sargsian (Villareal Castro, G. 2017)	16
Tabla N° 11: Coeficientes de Rigidez, N.G. Shariya (Villareal Castro, G. 2017)	16
Tabla N° 12: Amortiguamiento del suelo N.G. Shariya (Villareal Castro, G. 2017)....	17
Tabla N° 13: Determinación de los coeficientes λ, χ en función de los lados de la platea (Villareal Castro, G. 2017).....	17
Tabla N° 14: Coef. de Rigidez de la cimentación en la superficie (ASCE/SEI 41-17) 18	18
Tabla N° 15: Factores de corrección por profundidad de desplante/empotramiento (ASCE/SEI 41-17).....	18
Tabla N° 16: Coeficientes de Rigidez corregidos por profundidad de empotramiento (ASCE/SEI 41-17).....	19
Tabla N° 17: Factor de Cortante Efectivo (ASCE/SEI 41-17).....	22
Tabla N° 18: Factores para el cálculo del amortiguamiento radial de la cimentación (ASCE/SEI 41-17).....	24
Tabla N° 19: Factor de Cortante Efectivo (ASCE/SEI 41-17).....	25
Tabla N° 20: Factor de Cortante Efectivo (ASCE/SEI 41-17).....	25
Tabla N° 21: Factor de Zona (NTE E.030 - 2018).....	28
Tabla N° 22: Clasificación de los Perfiles De Suelo (NTE E.030 - 2018).....	29
Tabla N° 23: Factor de Suelo “S” (NTE E.030 - 2018)	29
Tabla N° 24: Periodos "TP" y "TL" (NTE E.030 - 2018).....	29
Tabla N° 25: Categoría de las Edificaciones y Factor “U” (NTE E.030 - 2018).....	30
Tabla N° 26: Factor de Amplificación Sísmica (NTE E.030 - 2018)	31
Tabla N° 27: Sistemas Estructurales de Concreto Armado” (NTE E.030 - 2018).....	31
Tabla N° 28: Propiedades del Suelo Rígido clase D (ASCE/SEI 41-17).....	40

Tabla N° 29: Valores de Fa como función del tipo de suelo (ASCE/SEI 41-17)	40
Tabla N° 30: Distribución de los Niveles de la Torre II de la Clínica Limatambo Cajamarca (Expediente Técnico Clínica Limatambo).....	49
Tabla N° 31: Propiedades y especificaciones Técnicas de los Elementos Estructurales (Expediente Técnico Clínica Limatambo).....	50
Tabla N° 32: Propiedades y especificaciones Técnicas del Suelo de Cimentación (Expediente Técnico Clínica Limatambo).....	50
Tabla N° 33: Cálculo del Peso del Poliestireno para losa aligerada.	51
Tabla N° 34: Metrado de Cargas Norma técnica E.020	51
Tabla N° 35: Cargas para aplicar al programa Etabs v.18	52
Tabla N° 36: Parámetro de Sitio (NTE E. 030 – 2018, Expediente Técnico Clínica Limatambo)	52
Tabla N° 37: Resumen del Metrado de cargas por Nivel.....	53
Tabla N° 38: Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura.	54
Tabla N° 39: Registros Sísmico Analizados (IGP)	65
Tabla N° 40: Escalamiento del Registro Sísmico del sismo Lamas 2005 dirección EW según NTE E.030	67
Tabla N° 41: Escalamiento del Registro del sismo Lamas 2005 NS según NTE E.030	68
Tabla N° 42: Escalamiento del sismo Sur del Perú 2018 EW según NTE E.030	68
Tabla N° 43: Escalamiento del sismo Sur del Perú 2018 NS según NTE E.030	68
Tabla N° 44: Escalamiento del Registro del sismo de Pisco 2007 EW según NTE E.030.....	69
Tabla N° 45: Escalamiento del Registro del sismo de Pisco 2007 NS según NTE E.030.....	69
Tabla N° 46: Presión estática del Suelo y coeficiente D0	74
Tabla N° 47: Coeficientes de desplazamiento y compresión de la base modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov.....	74
Tabla N° 48: Coeficientes de Rigidez Modelo Dinámico D.D Barkan – O.A. Savinov	74
Tabla N° 49: Determinación de los Coeficientes Elásticos.....	75
Tabla N° 50: Coeficientes de Rigidez Modelo Dinámico Norma Rusa.....	75
Tabla N° 51: Coeficientes de Amortiguación relativa para vibraciones verticales, horizontales y rotacionales	76
Tabla N° 52: Coeficientes de Amortiguamiento Modelo Dinámico Norma Rusa.....	76
Tabla N° 53: Velocidades de propagación de las ondas longitudinal y trasversal.....	78
Tabla N° 54: Coeficientes de Rigidez Modelo Dinámico A.E. Sargsian.....	78
Tabla N° 55: Coeficientes de Amortiguamiento Modelo Dinámico A.E. Sargsian.....	78
Tabla N° 56: Coeficientes λ, χ Modelo dinámico N.G. Shariya.....	80
Tabla N° 57: Coeficientes de Rigidez Modelo Dinámico N.G. Shariya.....	80
Tabla N° 58: Coeficientes de Amortiguamiento Modelo Dinámico N.G. Shariya.....	80
Tabla N° 59: Tabla resumen de los Coeficientes de Rigidez por los modelos dinámicos.....	82

Tabla N° 60: Tabla resumen de los Coeficientes de Amortiguamiento por los modelos Dinámicos.....	82
Tabla N° 61: Espectro de Respuesta Considerando la Modificación por Interacción Cinemática del ASCE/SEI 41-17	83
Tabla N° 62: Cálculo del Módulo de Cortante Efectivo (G).....	85
Tabla N° 63: Datos de la Cimentación.....	85
Tabla N° 64: Coeficientes de Rigidez en la superficie ASCE/SEI 41-17	86
Tabla N° 65: Factores de Corrección por profundidad de empotramiento.	86
Tabla N° 66: Coeficientes de Rigidez por profundidad de empotramiento ASCE/SEI 41-17.....	86
Tabla N° 67: Datos para el Cálculo del Amortiguamiento de la estructura	86
Tabla N° 68: Porcentaje de masa participativa, velocidad de ondas de corte efectiva y coeficientes a_0 , a_{xx}	87
Tabla N° 69: Altura efectiva y factor ψ	87
Tabla N° 70: Relación de Periodos T_{xx} , T_y	87
Tabla N° 71: Amortiguamiento Efectivo	88
Tabla N° 72: Propiedades del Suelo Obtenido del EMS.....	94
Tabla N° 73: Cálculo de la presión Activa dinámica y el coeficiente KAE	94
Tabla N° 74: Cálculo de la presión Activa del suelo	94
Tabla N° 75: Valor de la aceleración espectral en el rango 1 – 2 Segundos.....	94
Tabla N° 76: Valor de la presión Adicional Sísmica del Suelo	95
Tabla N° 77: Cálculo de la Presión Sísmica del Suelo en Reposo.....	95
Tabla N° 78: Presión Total a Asignar.	95
Tabla N° 79: Presión horizontal Inducida por carga lineal	97
Tabla N° 80: Fuerzas Internas en columna. Modelo Base empotrada	100
Tabla N° 81: Fuerzas Internas en columna. Modelo D.D. Barkan - O.A. Savinov	102
Tabla N° 82: Fuerzas Internas en columna. Modelo Dinámico Norma Rusa	103
Tabla N° 83: Fuerzas Internas en columna. Modelo Dinámico A.E. Sargsian	104
Tabla N° 84: Fuerzas Internas en columna. Modelo Dinámico N.G. Shariya	105
Tabla N° 85: Fuerzas Internas en columna. Modelo ASCE/SEI 41-17	106
Tabla N° 86: Comparación de la Carga Axial en la Columna	107
Tabla N° 87: Comparación Del Momento Flector 3-3 en la Columna	108
Tabla N° 88: Comparación Del Momento Flector 2-2 en la Columna	108
Tabla N° 89: Variación Fuerzas Internas en Viga representativa.	109
Tabla N° 90: Resumen de las Fuerzas Internas en Placa representativa por cada modelo.....	111
Tabla N° 91: Periodos de vibración de la Estructura para los 3 primeros modos.....	114
Tabla N° 92: Comparación Porcentual de los Periodos de los 3 Primeros Modos	114
Tabla N° 93: Variación porcentual, del porcentaje de masa participativa para cada modo.	115
Tabla N° 94: Esfuerzos en platea de cimentación, modelo Norma Rusa.....	115
Tabla N° 95: Esfuerzos en platea de cimentación modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov	116
Tabla N° 96: Esfuerzos en platea de cimentación modelo A.E. Sargsian.....	117

Tabla N° 97: Esfuerzos en platea de cimentación modelo N.G. Shariya.....	117
Tabla N° 98: Esfuerzos en platea de cimentación modelo ASCE/SEI 41-17	118
Tabla N° 99: Comparación de los Esfuerzos en la cimentación en los modelos con ISE	119
Tabla N° 100: Comparación de las fuerzas Cortantes Estáticas en la Dirección X	120
Tabla N° 101: Comparación de las fuerzas Cortantes Estáticas en la Dirección Y	120
Tabla N° 102: Desplazamiento Máximo Estático por piso dirección X.	121
Tabla N° 103: Desplazamiento Máximo Estático por piso dirección Y	123
Tabla N° 104: Comparación de las derivas estáticas en X por piso.....	124
Tabla N° 105: Comparación de las derivas estáticas en Y por Nivel.....	125
Tabla N° 106: Comparación de las fuerzas Cortantes Dinámicas en la Dirección X .	126
Tabla N° 107: Comparación de las fuerzas Cortantes Dinámicas en la Dirección Y .	127
Tabla N° 108: Desplazamiento Máximo por sismo Dinámico en X.....	128
Tabla N° 109: Desplazamiento Máximo por sismo Dinámico en Y	129
Tabla N° 110: Comparación de las derivas dinámicas en X por piso	131
Tabla N° 111: Comparación de las derivas por Sismo Dinámico en Y por piso	132
Tabla N° 112: Cortantes Elásticas Análisis Tiempo Historia en la Dirección X.....	133
Tabla N° 113: Cortantes Basal de diseño Análisis Tiempo Historia en la Dirección X	133
Tabla N° 114: Cortantes Elásticas Análisis Tiempo Historia en la Dirección Y	134
Tabla N° 115: Cortantes Basal de diseño Análisis Tiempo Historia en la Dirección Y	134
Tabla N° 116: Comparación de las derivas en X por Sismo Lamas 2005	135
Tabla N° 117: Comparación de las derivas en Y por Sismo Lamas 2005	136
Tabla N° 118: Comparación de las derivas en X por Sismo del Sur del Perú 2018 ...	137
Tabla N° 119: Comparación de las derivas en Y por Sismo del Sur del Perú 2018 ...	138
Tabla N° 120: Comparación de las derivas en X por Sismo Pisco 2007	139
Tabla N° 121: Comparación de las derivas en Y por Sismo Pisco 2007	140

RESUMEN

El Perú es un país de alta sismicidad, lo que hace que tengamos que estudiar la influencia de los sismos en la respuesta estructural; pero, desde un enfoque integral, analizando la interacción del suelo, la cimentación y la estructura. En la presente investigación se ha comparado la Interacción Suelo Estructura con la Norma técnica E-030, al determinar la respuesta estructural en la Torre II de la clínica Limatambo S.A.C Cajamarca. Para lo cual, se ha determinado la respuesta estructural de la edificación con base empotrada mediante el análisis sísmico estático, dinámico modal espectral y tiempo historia, de acuerdo a la norma técnica E 030. Los resultados de la estructura con base empotrada, se han comparado con la respuesta estructural obtenida al analizar la misma edificación considerando la Interacción Suelo Estructura. Los modelos de Interacción Suelo Estructura que se han considerado son los modelos dinámicos D.D. Barkan – O.A. Savinov, A.E. Sargsian, N.G, Shariya, Norma Rusa, y la Interacción Suelo Estructura según el ASCE/SEI 41-17. La comparación de resultados se ha evaluado mediante los desplazamientos máximos, derivas de entre piso, Fuerzas Cortantes, Fuerzas Internas, Periodos. Los resultados muestran una reducción de la carga axial en columnas al incorporar la Interacción Suelo Estructura de 44.19%, una reducción del cortante basal de hasta 32.73%, un incremento en el desplazamiento máximo de hasta 31.07%, además, de un incremento en el periodo para la primera forma de vibración de 35.21%, todo ello con respecto al modelo considerando la base empotrada, así al considerar la ISE se han incrementado las derivas hasta 0.0073, llegando a superar la deriva máxima permisible de 0.007 de la norma E 030. Así mismo, Al considerar la Interacción Suelo Estructura descrita en el ASCE SEI/41-17, se pudo observar una reducción de 10.32% en la Aceleración espectral para periodos cortos, menores a 0.2 segundos, debido a la Interacción Cinemática Suelo Estructura.

Palabras Clave: *Interacción Suelo Estructura, Comparación de la Respuesta Estructural, Análisis Dinámico.*

SUMMARY

Peru is a country with high seismicity, which means that we have to study the influence of earthquakes on the structural response; but, from an integral approach, analyzing the Interaction of the Soil, the foundation and the Structure. In the present research work, the Soil Structure Interaction has been compared with the technical standard E-030, when determining the structural response in Tower II of the Limatambo S.A.C Cajamarca clinic. For which, the structural response of the building with embedded base has been determined by static seismic analysis, spectral modal dynamic and time history, according to the standard E 030. The results of the embedded base structure have been compared with the structural response obtained when analyzing the same building considering the Soil Structure Interaction. The Soil Structure Interaction models that have been considered are the dynamic D.D. Barkan - O.A. Savinov, A.E. Sargsian, N.G. Shariya, Russian Standard, and Soil Structure Interaction according to ASCE / SEI 41-17. The comparison of results has been evaluated by means of the maximum displacements, story drifts, Shear Forces, Internal Forces, Periods. The results show a reduction of the axial load in columns when incorporating the Soil Structure Interaction of 44.19%, a reduction of the basal shear force of up to 32.73%, an increase in the maximum displacement of up to 31.07%, in addition, an increase in the period for the first form of vibration of 35.21%, all with respect to the model considering the embedded base, thus, when considering the ISE, the drifts have been increased to 0.0073, reaching the maximum permissible drift of 0.007 of the E 030 standard. Likewise, when considering the Soil Structure Interaction described in ASCE SEI / 41-17, a reduction of 10.32% in the spectral Acceleration could be observed for short periods, less than 0.2 seconds, due to the Kinematic Soil Structure Interaction.

Key Words: Soil Structure Interaction, Structural Response comparison, Dynamic Analysis.

I. INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA:

“A nivel mundial, el Perú es uno de los países de mayor potencial sísmico debido a que forma parte del denominado Cinturón de fuego del Pacífico, región donde la tierra libera más del 85% de la energía acumulada en su interior debido a los procesos de convección del manto” (Instituto Geofísico del Perú), lo que hace que tengamos que estudiar la influencia de los sismos en la respuesta estructural; pero, desde un enfoque integral, viendo la interacción del suelo, la cimentación y la estructura.

Uno de los principales requerimientos en el análisis sísmico, es determinar la respuesta estructural ante cargas dinámicas y, particularmente ante excitaciones sísmicas; para esto, se utilizan métodos de análisis en los cuales se supone la base rígida e indeformable, y no se toma en cuenta la interacción del edificio con el suelo de fundación.

El diseño considerando la base empotrada ya no es aceptado, debido a que es muy limitado; y ahora se tiene los programas adecuados para un análisis integral (Borda Flores, J y Rodríguez Roca, J. 2012). Además, se sabe que la respuesta de una estructura durante un terremoto depende de las características del terreno en movimiento, el suelo adyacente y la estructura (Chen, W y Scawthorn, C. 2003) por lo que es muy importante hacer el Análisis de la Interacción Suelo Estructura, aún más, en suelos con planta baja flexible, los cuales son muy vulnerables a la acción de sismos. (Fernández Sola, RL y Avilés López, J. 2008)

Pero, qué es Interacción Suelo Estructura, “La interacción suelo estructura estudia las deformaciones del terreno de cimentación cuando estas se ven afectadas por la presencia y rigidez de la propia estructura” (A. Deméneghi; H. Sangines. 2001) Los efectos de interacción suelo estructura pueden dividirse en dos partes. (Whitman, R y Bielak, J .1980). “La primera, se produce debido a la diferencia entre la respuesta de la estructura con base flexible y base rígida, esto se conoce como interacción inercial y está controlado por la relación de rigideces entre la estructura y el suelo. La segunda parte de la interacción suelo estructura consiste en la modificación que presenta el movimiento al cuál se sujeta la estructura. Esta variación es debida principalmente a la gran rigidez de la cimentación en comparación con la del terreno. Esto genera la difracción y retracción

de ondas, este efecto es conocido como interacción cinemática” (Fernández Sola, RL y Avilés López, J. 2008)

Se sabe que el efecto de la interacción suelo estructura reduce los esfuerzos que ocurren en estructuras de edificaciones (Espinoza, F. 1999) e influye en el comportamiento dinámico de la estructura, lo cual se refleja en el incremento de su periodo fundamental de vibración, así como un aumento en el amortiguamiento del sistema en comparación con el modelo de base fija, obteniéndose resultados que se encuentran más cercanos al comportamiento real de la estructura (García Chávez, RK. 2006)

Además, “la interacción suelo estructura modifica las propiedades dinámicas relevantes que tendría la estructura supuesta con base indeformable, así como las características del movimiento del suelo en la vecindad de la cimentación”. (Avilés López, J y Pérez - Rocha, LE. 2004). Los movimientos del suelo son amplificadas en forma importante por las vibraciones de la estructura, de manera que las aceleraciones que se presentan en la misma llegan a ser varias veces superior a las del terreno (Bazán, E y Meli, R. 2002)

La interacción entre el suelo y la estructura, puede ocasionar considerables incrementos o reducciones de la respuesta estructural, dependiendo de la relación entre los periodos fundamentales de la estructura y el sitio. (Avilés López, J y Pérez - Rocha, LE. 2004) Además, “estudios y observaciones post sísmicas sugieren que la ISE puede ser perjudicial y descuidar su influencia podría conducir al diseño inseguro para la superestructura y la cimentación”, especialmente para estructuras cimentadas en suelos blandos. (Khalil et al, 2007)

Es por ello, que la presente tesis busca hacer un análisis comparativo entre la Norma de diseño Sismo Resistente NTE E.030 vigente, con los modelos de Interacción Suelo Estructura, y determinar la confiabilidad de los resultados (respuesta estructural) obtenidos con el análisis convencional considerando la base empotrada. Además, determinar si el análisis hecho considerando la base empotrada es el óptimo, o si se puede mejorar el diseño considerando la Interacción Suelo Estructura.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA:

¿Cuál es el modelo de cálculo que genera una mayor respuesta estructural al comparar la Interacción suelo estructura con la Norma técnica E.030 - 2018, en el edificio de la torre II de la clínica Limatambo S.A.C Cajamarca?

1.3. HIPÓTESIS

El modelo que genera una mayor respuesta estructural al comparar la Interacción suelo estructura con la Norma técnica E.030 - 2018, en el edificio de la torre II de la clínica Limatambo S.A.C Cajamarca, es el modelo dinámico A.E. Sargsian.

1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El Perú es un país de alta sismicidad, por ello, deberíamos ser un país pionero en el diseño sísmo resistente, con una normativa, en la cual se pueda incluir un sistema integral de modelamiento, en el que se considere la interacción tanto del suelo, la cimentación y estructura.

Además, el valle de Cajamarca está asentado en suelos blandos, donde se puede apreciar una mayor diferencia de la rigidez del suelo con respecto a la rigidez; y, durante un sismo no solo se dan desplazamientos en la estructura, sino también en la fundación, los cuales se incrementan en suelos blandos. (Fernández Sola, RL y Avilés López, J. 2008)

Por lo tanto, surgen las siguientes interrogantes, en un país de alta sismicidad donde no existe una norma de Interacción Suelo – Estructura; y, se desconoce de sus efectos en la respuesta estructural ¿Qué tan seguro es el análisis sísmico actual que se realiza en las estructuras?, ¿Cuál es la diferencia en la respuesta estructural al comparar el análisis sísmico de la norma técnica E.030 considerando la base empotrada, con la Interacción Suelo Estructura? Al hacer este estudio, se podría tener un conocimiento integral del comportamiento estructural, que podría conducir a diseños más acertados y aproximados a la realidad.

1.5. LIMITACIONES

Las limitaciones que se tuvieron en el presente estudio, se deben a que los resultados de los estudios de mecánica de suelos, se obtuvieron directamente del expediente técnico; esto, debido a que la estructura actualmente ya se encuentra construida. De igual manera, para el modelamiento, se ha obtenido las propiedades mecánicas de los materiales del expediente técnico de la clínica Limatambo.

1.6. ALCANCES

En la siguiente investigación se comparó la Interacción Suelo Estructura por los modelos dinámicos de ISE y el modelamiento propuesto en el ASCE/SEI 41-17, con la norma técnica E.030; al determinar la respuesta estructural en la Torre II de la Clínica Limatambo, la cual está ubicada en el distrito, provincia y departamento de Cajamarca.

Se considera que el estudio de la presente tesis servirá de guía para el análisis de Interacción Suelo Estructura en edificios altos con sistema constructivo de muros estructurales, de concreto armado, con sótanos y cimentados sobre plateas de cimentación. Aplicable en zonas con similares condiciones y características. En caso de que se busque cambiar las propiedades, ya sea de suelo, zona, o factores propios del lugar o edificación, se deberán hacer reajustes en el diseño con el fin de adecuar el modelo y tener resultados confiables.

Además, se hizo la tesis datos de registros sísmicos actuales, del cual se buscará el terremoto de mayor intensidad y más cercano al área de estudio. Estos se tendrán que actualizar si es que ocurriese un terremoto de mayor intensidad, o para zonas donde se tengan otros registros sísmicos adecuados para el lugar de estudio.

1.7. DELIMITACIÓN:

Al ser un método aplicativo, descriptivo y sabiendo que la ingeniería muchas veces es una ciencia experimental, no existen limitaciones técnicas para su análisis. El estudio se basó en comparar la Interacción Suelo Estructura con la norma técnica E.030, en la torre II de la Clínica Limatambo, la cual es una edificación de categoría esencial con sótanos y cimentada en plateas de cimentación ubicada en la ciudad de Cajamarca, y se comparó la respuesta estructural al modelar la estructura por cada uno de los modelos de Análisis.

Para considerar el esfuerzo horizontal inducido por la interacción de las edificaciones colindantes, se ha considerado el peso estimado de las edificaciones adyacentes, en función al número de niveles. La presión inducida que genera este peso, se ha empezado a aplicar a una profundidad de 1m debajo del nivel del terreno, hasta la profundidad total del sótano de la edificación en estudio.

El análisis de la interacción Suelo Estructura tendrá mayor validez si se aplica en zonas de alta sismicidad (Zonas 3 y 4 de la norma técnica E.030), y edificaciones cimentados sobre suelos blandos e intermedios (Suelos S2 y S3 de la Norma técnica E.030 - 2018).

1.8. OBJETIVOS:

1.8.1. Objetivo General

- Comparar los modelos de cálculo Interacción Suelo Estructura con la Norma técnica E.030 para determinar qué modelo genera la mayor Respuesta Estructural en la torre II de la Clínica Limatambo S.A.C Cajamarca.

1.8.2. Objetivos Específicos.

- Obtener la respuesta estructural de la torre II de la Clínica Limatambo, de la ciudad de Cajamarca, utilizando la norma de diseño sísmico NTE E-030 al someterlo a solicitaciones Sísmicas estáticas y Dinámicas.
- Determinar la respuesta estructural de la torre II de Clínica Limatambo, aplicando los métodos de Interacción Suelo Estructura: D.D Barkan – O.A Savinov, A. E. Sargsian, N. Y. Shariya y Modelo dinámico de la Norma Rusa.
- Calcular la respuesta Estructural de la Torre II de la Clínica Limatambo, aplicando el modelo de Interacción Suelo Estructura según el ASCE/SEI 41-17.
- Comparar ambos Modelos: Interacción Suelo Estructura y la Norma técnica E.030 y determinar qué modelo genera una mayor respuesta Estructural: Periodos, Porcentaje de masa participativa, Derivas de entre piso, Fuerzas Cortante, fuerzas Internas, esfuerzos en la platea de cimentación.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS.

2.1.1. A Nivel Internacional:

Mejía Bahamón, NA. (2018) En su tesis: “Análisis de Interacción Suelo Estructura en conjunto con un análisis push over en una edificación de 10 pisos con pórticos de concreto, en zonas lacustres de la microzonificación sísmica de la ciudad de Bogotá”, nos dice que una estructura al ser diseñada por el análisis lineal está siendo es insuficiente, esto debido al factor de reducción Sísmica R, ya que al reducir el sismo, la estructura se mantiene dúctil y en el rango lineal en sismos pequeños y medianos, pero para sismos de intensidad alta, se tiene que hacer un análisis en el rango no lineal de la estructura.

Además, otra conclusión es que, al cambiar el tipo de suelo, en este caso de acuerdo a la zonificación para Bogotá, de una zona lacustre 50 a 500, disminuyen las solicitaciones y los desplazamientos, lo cual se ve reflejado en la cantidad de acero que requerirán los elementos estructurales y el valor de las derivas.

Díaz Guzmán, FD; Espinoza Barreras, F; Sánchez Vergara, R; Huerta López, CI. (2008) En su monografía de Ingeniería Sísmica: “Respuesta dinámica de un edificio considerando el efecto de Interacción Suelo Estructura” analizaron un edificio de 12 niveles cimentado en suelo blando, de elementos prefabricados en la ciudad de Ensenada México, en el cual se hace una comparación de la respuesta dinámica considerando el edificio apoyado en base rígida y teniendo en cuenta el efecto de interacción Suelo - Estructura.

Para la toma de datos se usan sensores SPAC (Spatial Auto – Correlation), con la finalidad de determinar el periodo fundamental del sitio del suelo, y correlacionarlo con el periodo fundamental de la edificación cimentada. El estudio llegó a las conclusiones siguientes:

- El efecto de Interacción Suelo Estructura sí era relevante en el diseño del edificio, ya que influyó en el análisis dinámico de la estructura, debido a que se presentó un aumento en el periodo fundamental de vibración tanto en la dirección X e Y. Así como una disminución en el amortiguamiento del sistema.
- Al analizar con ISE se obtuvieron distorsiones mayores que sobrepasan el valor máximo de 0.015 (Norma Técnica del Distrito Federal 2004) en la dirección X.

García Chávez, RK. (2006) Analizó el efecto de interacción suelo-estructura de una edificación de mampostería no reforzada localizada en Alemania encontrando que influye en el comportamiento dinámico, pues se refleja en un aumento en el periodo de vibración, así como en un aumento en el amortiguamiento del sistema en comparación con el modelo de base fija, que no considera al suelo de cimentación. También influye en el diseño sísmico de la estructura pues se refleja una disminución de los valores de aceleración horizontales.

2.1.2. A nivel Nacional:

Villareal Castro, Genner (2017) En su libro: “Interacción Suelo Estructura en edificaciones con plateas de cimentación” Analizó un edificio de 6 niveles ubicado en la ciudad de Huaraz Perú, para la acción del sismo tanto en la dirección X, Y. Utilizó los métodos dinámicos D.D. Barkan – O.A Savinov, Norma Rusa, A. E. Sargsian y N.G. Shayira, llegando a las conclusiones principales para el modelo:

- La flexibilidad de la base de fundación influye directamente en la determinación de los parámetros de cálculo, incrementando tanto los periodos de la primera forma de vibración del 14.85% al 65.14% como los desplazamientos de 34.42% a 162.78% en el eje X y de 34.68% a 160.78% por los modelos dinámicos Norma Rusa y Shayira.

Jines Cabezas, RM (2017) En su tesis: “Interacción Suelo Estructura en edificaciones de sistema dual en la ciudad de Moquegua”. Al hacer una comparación entre el análisis estático, dinámico y la ISE, llegó a las siguientes conclusiones:

- Los periodos de vibración estáticos aumentaron en un 36.87%, mientras que los dinámicos en un 35.56%, de igual manera las derivas aumentaron considerablemente para las distintas metodologías de análisis.
- Además, otra de las conclusiones importantes a las que se llegó es que las fuerzas internas (Axiales, cortantes y momentos) en los elementos estructuras que trabajan axialmente disminuyó notablemente, esto tanto para las placas como para las columnas, con esto se quiere decir que, al realizar un análisis de Interacción Suelo Estructura, se puede optimizar las secciones de los elementos, reduciendo secciones y por consiguiente los costos de construcción.

Meza Espinoza, JM. (2018) En su tesis “Optimización del diseño estructural de un edificio multifamiliar en suelos blandos en Lurín – Lima”

Analiza un proyecto multifamiliar de 7 niveles, cuya principal premisa es que mediante la Interacción Suelo Estructura, se puede optimizar el diseño, disminuyendo la cantidad de acero de los elementos estructurales. Esto debido a que, al incluir el suelo en el modelamiento, este absorbe parte del cortante sísmico, funcionando como un disipador de energía o amortiguando cierta cantidad de la energía que entra en la estructura, haciendo que las fuerzas internas en los elementos disminuyan.

Dentro de las conclusiones más importantes nos dice que, las propiedades mecánicas del suelo influyen en todos los esfuerzos internos de la superestructura, brindando una optimización del diseño en cada uno de los elementos estructurales.

Además, existe una optimización de acero de 11.71% para las vigas y 12.37% para muros estructurales al realizar la Interacción Suelo Estructura en comparación con el modelo de base empotrada, esto se traduce en optimización tanto estructural como en costos.

2.1.3 A nivel Local:

Garay Chávez, RK. (2017) En su tesis “Influencia de la Interacción Sísmica Suelo Estructura en el comportamiento sísmico de un edificio de 7 niveles del proyecto multifamiliar los balcones del valle Cajamarca”. Nos dice que la incorporación de la Interacción Suelo Estructura en el análisis sísmico de una edificación influye directamente en la determinación de los parámetros de cálculo; además, haciendo una comparación de la ISE con el modelo empotrado se tiene que:

- El periodo de la primera forma de vibración aumenta en un 23.78%.
- Disminución de fuerzas axiales (Disminución de fuerzas cortantes en Columnas, vigas y placas; así como, la disminución del momento flector hasta 34.67%.

Tasilla Villanueva, JC. (2017) En su tesis Efecto de la Interacción Suelo - estructura en el comportamiento estructura del sector “E” del hospital regional de Cajamarca para distintos tipos de suelo obtuvo un aumento de las derivas, para un suelo Roca Dura aumentó 66.67% en X y 80.00% en Y, para Suelo Muy rígido aumentó 125.00% en X y 88.24% en Y, para Suelo Intermedio aumentó 471.43% en X y 395.00% en Y; y para Suelo Blando aumentó 1246.67% en X y 1057.14% en Y.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. Pre dimensionamiento para la Interacción Suelo Estructura

En primer lugar, se debe determinar si es necesario realizar la Interacción Suelo Estructura, ya que como se ha mencionado anteriormente, en suelos rocosos muy rígidos, no existen muchas diferencias con el modelo con la base empotrada. Es por ello que, mediante el siguiente procedimiento basado en las propiedades del suelo de fundación, la altura del edificio y el periodo fundamental de la estructura se determinará si es relevante o no hacer un análisis de ISE. (NIST GCR. 2012)

2.2.1.1. Relación de rigidez estructura suelo:

Para determinar cuándo es necesario realizar el análisis o estudio de la interacción suelo estructura se ha utilizado la ecuación 01, que sirve como pre dimensionamiento, la cual asegura que para valores dados será requerido hacer el estudio de interacción suelo estructura, así como que para ciertos parámetros se puede despreciar. (NIST GCR. 2012)

La relación de la rigidez estructural del suelo:

$$\frac{h}{v * T} \quad (01)$$

Donde:

h: Altura efectiva, equivalente a 2/3 de la altura total de la edificación.

V: Velocidad de ondas de corte del suelo.

T: Periodo fundamental de vibración de la estructura.

- Cuando la relación es mayor a 0.1, Identifica que los efectos de interacción suelo estructura deben de considerarse.
- Si la relación es menor a 0.1, los efectos de interacción suelo estructura pueden ser despreciables.
- También se puede determinar el límite de 0.1, para evaluar los efectos P-delta, pero solo sirve como pre dimensionamiento.

2.2.2. Verificación del efecto de sobre presiones.

En la presente tesis, no se va a considerar el efecto de sobre presiones. Para despreciar el efecto de sobre presiones, se calcula la altura mínima de excavación del suelo, para que el peso total de la edificación sea menor al peso excavado. según la ecuación 02: (NIST GCR. 2012)

$$Prof = \frac{\text{Peso de la edificación}}{\frac{\text{Área en planta del sótano}}{\text{Peso específico del terreno}}} \quad (02)$$

Para despreciar el efecto de sobre presiones, la altura del o los sótanos debe de ser como mínimo igual a la profundidad calculada. (NIST GCR. 2012)

2.2.3. Interacción Suelo Estructura.

La interacción suelo – estructura se puede resumir como el contacto dinámico entre el suelo y la cimentación, donde la cimentación transmite el movimiento al edificio. (Avilés, Pérez Rocha, 2004)

En la presente tesis nos basaremos en los modelos matemáticos de Interacción Dinámica Suelo Estructura, y el modelo del “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings” (ASCE/SEI 41-17), complementada con los descrito en “Minimum Design loads for buildings and other structures” (ASCE 7-10)

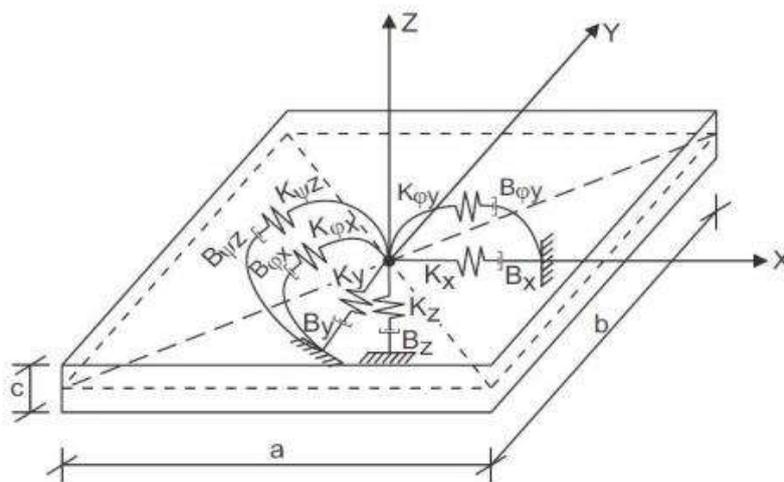


Figura N° 1: Esquema de interacción suelo – platea de cimentación (Villareal Castro, G. 2017)

2.2.4. Modelos dinámicos de Interacción Suelo Estructura

Los modelos dinámicos de Interacción Suelo Estructura, se han basado en el libro de Villareal Castro, G. 2017. “Interacción Suelo Estructura en edificios con plateas de cimentación”

2.2.4.1. Modelo Dinámico D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV

Este modelo utiliza sus propias expresiones para determinar los coeficientes de rigidez de las cimentaciones, las cuales se muestran en la tabla N° 01.

Tabla N° 1: *Coeficientes de Rigidez Modelo Dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov (Villareal Castro, G. 2017)*

$K_x = K_y = C_x A$	(03.a)	$K_{\varphi y} = C_{\varphi y} I_y$	(03.c)
$K_z = C_z A$	(03.b)	$K_{\varphi x} = C_{\varphi x} I_x$	(03.d)

Donde:

- C_x : coeficiente de desplazamiento elástico uniforme.
- $C_z, C_{\varphi x}, C_{\varphi y}$: coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme.
- A : área de la base de la platea de cimentación.
- I_x, I_y : momentos de inercia de la platea de cimentación respecto a los ejes X e Y de la figura N° 1.

Luego, se puede determinar los coeficientes de desplazamiento y compresión de la base en el modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov, los cuales se muestran en la tabla N° 2.

Tabla N° 2: *Coeficientes de desplazamiento y compresión Modelo Dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov (Villareal Castro, G. 2017)*

$C_x = D_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$	(04.a)	$C_{\varphi x} = C_0 \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$	(04.c)
$C_z = C_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$	(04.b)	$C_{\varphi y} = C_0 \left[1 + \frac{2(b+3a)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$	(04.d)

Donde:

- C_0 : coeficiente determinado a través de ensayos experimentales para $\rho_0 = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ o por la tabla N° 3.
- a, b : dimensiones de la cimentación en los ejes X e Y, respectivamente.
- Δ : coeficiente empírico, asumido para cálculos prácticos igual a $\Delta = 1 \text{ m}^{-1}$

- A : área de la platea de cimentación, en caso no sea rectangular, adecuar.
- ρ : presión estática, que se determina por la ecuación 05.

$$\rho = \frac{P_{edificio} + P_{platea}}{A_{platea}} \quad (05)$$

Siendo:

- $P_{edificio}$: peso del edificio.
- P_{platea} : peso de la platea de cimentación.
- A_{platea} : área de la platea de cimentación.
- Para el coeficiente D_0 , se puede utilizar la ecuación 06.

$$D_0 = \frac{1 - \mu}{1 - 0.5\mu} \cdot C_0 \quad (06)$$

Donde:

- μ : coeficiente de Poisson del suelo.

Tabla N° 3: Relación del tipo de suelo con el Coeficiente C_0 (Villareal Castro, G. 2017, NTE E.030 - 2018)

Tipo de perfil	Característica de la base de fundación	Suelo	$C_0(Kg/cm^3)$
S_0	Roca dura	Roca sana con velocidad de ondas de corte $V_S > 1500 m/s$	4.0
S_1	Roca o suelos muy rígidos	Arcilla y arena arcillosa dura ($I_L < 0$)	3.0
		Arena compacta ($I_L < 0$)	2.2
		Casco, grava arenosa densa, canto rodado, arena muy densa.	2.6
S_2	Suelos Intermedios	Arcilla y arena arcillosa plástica ($0.25 < I_L < 0.5$)	2.0
		Arena plástica ($0 < I_L < 0.5$)	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
S_3	Suelos Blandos	Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad ($0.5 < I_L < 0.75$)	0.8
		Arena plástica ($0.5 < I_L < 1.0$)	1.0
		Arena polvorosa, saturada, porosa ($e > 0.80$)	1.2
S_4	Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda $I_L > 0.75$	0.6
		Arena movediza $I_L > 1$	0.6

2.2.4.2. Modelo Dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Los coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme K_x (T/m); compresión elástica uniforme K_z (T/m); compresión elástica no uniforme $K_{\varphi x}, K_{\varphi y}$ (T/m) y desplazamiento elástico no uniforme $K_{\psi z}$ (T/m); se pueden calcular con las fórmulas de la tabla N° 4. (SNIP 2.02.05.1987)

Tabla N° 4: Relación del tipo de suelo con el Coeficiente C_0 (Villareal Castro, G. 2017)

$K_x = K_y = C_x A$	(7.a)	$K_{\varphi y} = C_{\varphi y} I_y$	(7.d)
$K_z = C_z A$	(7.b)	$K_{\psi z} = C_{\psi z} I_z$	(7.e)
$K_{\varphi x} = C_{\varphi x} I_x$	(7.c)		

Donde:

- A : área de la base de la platea de cimentación.
- I_x, I_y : momentos de inercia de la platea de cimentación respecto a los ejes X e Y
- I_z : momento de inercia de la platea de cimentación
- Respecto al eje vertical Z (momento polar de inercia)

El coeficiente de compresión elástica uniforme C_z (T/m^3), se determina ensayos empíricos. En caso que no exista dicha información, se puede determinar de acuerdo a la ecuación 08: (SNIP 2.02.05.1987)

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right) \quad (08)$$

Donde:

- b_0 : Coeficiente de corrección de unidad de medida (m^{-1}), asumido para suelos arenosos igual a 1; para arenas arcillosas 1.2; para arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas y muy densas igual a 1.5.
- E : módulo de elasticidad del suelo de fundación.
- $A_{10} = 10m^2$
- A : área de la platea de cimentación.

Los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme C_x (T/m^3); compresión elástica no uniforme $C_{\varphi x}, C_{\varphi y}$ (T/m^3) y desplazamiento elástico no uniforme $C_{\psi z}$ (T/m^3), se determinan según las ecuaciones de la tabla N° 5: (SNIP 2.02.05.1987)

Tabla N° 5: Coeficientes de desplazamiento elástico uniforme (Villareal Castro, G. 2017)

$C_x = 0.7C_z$	(09.a)	$C_{\psi z} = C_z$	(09.c)
$C_{\varphi x} = C_{\varphi y} = 2C_z$	(09.b)		

En el caso de que no existan datos experimentales, la amortiguación relativa para vibraciones verticales B_z , se puede expresar por la ecuación 10: (Villareal Castro, G. 2017)

$$B_z = 2 \cdot \sqrt{\frac{E}{C_z p_m}} \quad (10)$$

Donde:

- E : módulo de elasticidad del suelo de fundación.
- C_z : coeficiente de compresión elástica uniforme.
- p_m : Presión estática media en la base de la cimentación.

$$p_m \leq \gamma_{ts} R \quad (11)$$

Siendo:

- γ_{ts} : 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 o capacidad portante del suelo de fundación.
- Las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotaciones respecto a sus ejes horizontal y vertical, se pueden determinar por las ecuaciones 12.a – 12.c, de la tabla N° 6.

Tabla N° 6: Amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotaciones respecto a sus ejes horizontal y vertical (Villareal Castro, G. 2017)

$\beta_x = 0.6B_z$	(12.a)
$\beta_{\varphi x} = \beta_{\varphi y} = 0.5B_z$	(12.b)
$\beta_{\psi z} = 0.3B_z$	(12.c)

Las características de amortiguamiento del suelo de fundación, se determinan por las ecuaciones 13.a – 13.e, que se muestran en la tabla N°7. (Villareal Castro, G. 2017)

Tabla N° 7: Coeficientes de Amortiguamiento Norma Rusa (Villareal Castro, G. 2017)

$B_x = B_y = 2\beta_{x'}\sqrt{K_x M_{x'}}$	(13.a)
$B_z = 2\beta_{z'}\sqrt{K_z M_{z'}}$	(13.b)
$B_{\phi x} = 2\beta_{\phi x'}\sqrt{K_{\phi x} M_{\phi x'}}$	(13.c)

$B_{\phi y} = 2\beta_{\phi y'}\sqrt{K_{\phi y} M_{\phi y'}}$	(13.d)
$B_{\psi z} = 2\beta_{\psi z'}\sqrt{K_{\psi z} M_{\psi z'}}$	(13.e)

Siendo:

- β : amortiguación relativa.
- K : coeficientes de rigidez.
- M : masa de la platea de cimentación.

2.2.4.3. Modelo Dinámico A.E. Sargsian.

Consideró al medio como inercial elástico homogéneo isotrópico, obteniendo los coeficientes de rigidez que se muestran en la tabla N° 8. (Sargsian, AE. 2004)

Tabla N° 8: Coeficientes de desplazamiento y compresión Modelo Dinámico A.E.

Sargsian (Villareal Castro, G. 2017)

$K_x = K_y = \frac{28.8\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(7-8\mu)}\sqrt{A}$	(14.a)
$K_z = \frac{4\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)}\sqrt{A}$	(14.b)
$K_{\phi x} = \frac{8.52\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} \cdot \frac{I_x}{\sqrt{A}}$	(14.c)

$K_{\phi y} = \frac{8.52\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} \cdot \frac{I_y}{\sqrt{A}}$	(14.d)
$K_{\psi y} = \frac{4\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} \cdot \frac{I_z}{\sqrt{A}}$	(14.e)

Las características de amortiguamiento del suelo de fundación, se determinan por las ecuaciones 15.a – 15.e de la tabla N° 9. (Sargsian, AE. 2004)

Tabla N° 9: Coeficiente de Amortiguamiento del Suelo A.E. Sargsian (Villareal Castro, G. 2017)

$B_x = B_y = \frac{18.24(1-\mu)\rho C_2}{\pi(7-8\mu)} \cdot A$	(15.a)
$B_z = \frac{3.4\sqrt{(1-2\mu)}\rho C_1}{\pi(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}} \cdot A$	(15.b)
$B_{\phi x} = \frac{1.6\sqrt{(1-2\mu)}\rho C_1}{\pi(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}} \cdot I_x$	(15.c)

$B_{\phi y} = \frac{1.6\sqrt{(1-2\mu)}\rho C_1}{\pi(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}} \cdot I_y$	(15.d)
$B_{\psi z} = \frac{3.4\sqrt{(1-2\mu)}\rho C_1}{\pi(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}} \cdot I_z$	(15.e)

Donde:

- ρ : densidad del suelo de fundación.
- μ : coeficiente de Poisson del suelo de fundación.
- C_1 : velocidad de propagación de las ondas longitudinales en el suelo de fundación.
- C_2 : velocidad de propagación de las ondas transversales en el suelo de fundación.
- A : área de la platea de cimentación.
- I_x, I_y : momentos de inercia de la platea de cimentación respecto a los ejes X e Y.
- I_z : momento de inercia de la platea de cimentación respecto al eje vertical Z (momento polar de inercia)

De acuerdo a la concepción de semi espacio elástico, las velocidades de propagación de las ondas longitudinal y trasversal, se pueden calcular por la ecuación 16.a, 16.b, que se muestran en la tabla N° 10. (Villareal Castro, G. 2017)

Tabla N° 10: Velocidades de ondas de corte y transversales, modelo A.E. Sargsian (Villareal Castro, G. 2017)

$C_1 = \sqrt{\frac{(1 - \mu)E}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)\rho}}$	(16. a)
$C_2 = \sqrt{\frac{E}{2(1 + \mu) * \rho}}$	(16. b)

Siendo:

- E : módulo de elasticidad del suelo de fundación.

2.2.4.4. Modelo Dinámico N.G. Shariya.

Basado en el contacto dinámico de modelos inerciales de interacción suelo – platea de cimentación y en la determinación de expresiones aproximadas, obtuvo los coeficientes de rigidez, expresados en las ecuaciones 17.a - 17.e de la tabla N° 11: (Villareal Castro, G. 2017)

Tabla N° 11: Coeficientes de Rigidez, N.G. Shariya (Villareal Castro, G. 2017)

$K_x = K_y = \frac{\rho C_2^2}{\lambda(1 - \mu^2)} \cdot \sqrt{A}$	(17.a)	$K_{\phi y} = \frac{(1 - 2\mu)\rho C_1^2}{\chi(1 - \mu)^2} \cdot \frac{I_y}{\sqrt{A}}$	(17.d)
$K_z = \frac{(1 - 2\mu)\rho C_1^2}{\lambda(1 - \mu)^2} \cdot \sqrt{A}$	(17.b)	$K_{\psi y} = \frac{(1 - 2\mu)\rho C_1^2}{\chi(1 - \mu)^2} \cdot \frac{I_z}{\sqrt{A}}$	(17.e)
$K_{\phi x} = \frac{(1 - 2\mu)\rho C_1^2}{\chi(1 - \mu)^2} \cdot \frac{I_x}{\sqrt{A}}$	(17.c)		

Las características de amortiguamiento del suelo de fundación, se determinan por las ecuaciones 18.a – 18.e, mostradas en la tabla N° 12.

Tabla N° 12: Amortiguamiento del suelo N.G. Shariya (Villareal Castro, G. 2017)

$B_x = B_y = \rho C_2 A$	(18.a)	$B_{\phi y} = \rho C_1 I_y$	(18.d)
$B_z = \rho C_1 A$	(18.b)	$B_{\psi z} = \rho C_1 I_z$	(18.e)
$B_{\phi x} = \rho C_1 I_x$	(18.c)		

Donde:

- λ, χ : coeficientes determinados según la tabla N° 13 y dependientes de los lados de la platea.
- ρ : densidad del suelo de fundación.
- μ : coeficiente de Poisson del suelo de fundación.
- C_1 : velocidad de propagación de las ondas longitudinales en el suelo de fundación.
- C_2 : velocidad de propagación de las ondas transversales en el suelo de fundación.
- A : área de la platea de cimentación.
- I_x, I_y : momentos de inercia de la platea de cimentación respecto a los ejes X e Y.
- I_z : momento de inercia de la platea de cimentación respecto al eje vertical Z (momento polar de inercia)

Tabla N° 13: Determinación de los coeficientes λ, χ en función de los lados de la platea (Villareal Castro, G. 2017)

Relación lado mayor / lado menor	λ	χ
1	0.88	0.35
3	0.84	0.24
5	0.77	0.18
10	0.67	0.13

2.2.5. Interacción Suelo Estructura (ASCE/SEI 41-17) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

En el capítulo N° 08 del ASCE/SEI 41-17, particularmente en la sección 8.5, encontramos los efectos de la Interacción Suelo Estructura. El cual nos define una Interacción Cinemática y la modificación del amortiguamiento del suelo por efectos de Interacción Suelo Estructura.

2.2.5.1. Cálculo de Los Coeficientes de Rigidez según el ASCE/SEI 41-17

a. Rigideces de la cimentación en la Superficie.

En la tabla N° 14, se muestra las fórmulas para el cálculo de la rigidez (ASCE/SEI 41-17)

Tabla N° 14: Coef. de Rigidez de la cimentación en la superficie (ASCE/SEI 41-17)

Rigidez Traslacional alrededor del eje X (K_x)	$K_x = \frac{G * B}{2 - \nu_s} * \left(3.4 * \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.20 \right)$	(19.a)
Rigidez Traslacional alrededor del eje Y (K_y)	$K_y = \frac{G * B}{2 - \nu_s} * \left(3.4 * \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 * \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right)$	(19.b)
Rigidez Traslacional alrededor del eje Z (K_z)	$K_z = \frac{G * B}{1 - \nu_s} * \left(1.55 * \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right)$	(19.c)
Rigidez Rotacional alrededor del eje XX (K_{xx})	$K_{xx} = \frac{G * B^3}{1 - \nu_s} * \left(0.4 * \left(\frac{L}{B} \right) + 0.1 \right)$	(19.d)
Rigidez Rotacional alrededor del eje YY (K_{yy})	$K_{yy} = \frac{G * B^3}{1 - \nu_s} * \left(0.47 * \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right)$	(19.e)
Rigidez Rotacional alrededor del eje ZZ. (K_{zz})	$K_{zz} = G * B^3 * \left(0.53 * \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right)$	(19.f)

b. Factores de Corrección por profundidad de empotramiento.

En la tabla N° 15, se muestra las fórmulas para el cálculo de los factores de corrección de la rigidez. (ASCE/SEI 41-17)

Tabla N° 15: Factores de corrección por profundidad de desplante/empotramiento (ASCE/SEI 41-17)

Factor de corrección de la rigidez Traslacional alrededor del eje X.	$\beta_x = \left(1 + 0.21 * \sqrt{\frac{D}{B}} \right) * \left[1 + 1.6 * \left(\frac{h * d * (B + L)}{B * L^2} \right)^{0.4} \right]$	(20.a)
Factor de corrección de la rigidez Traslacional alrededor del eje Y:	$\beta_y = \left(1 + 0.21 * \sqrt{\frac{D}{B}} \right) * \left[1 + 1.6 * \left(\frac{h * d * (B + L)}{B^2 * L} \right)^{0.4} \right]$	(20.b)
Factor de corrección de la rigidez Traslacional alrededor del eje Z:	$\beta_z = \left(1 + 0.21 * \frac{D}{B} * \left(2 + 2.6 * \frac{B}{L} \right) \right) * \left[1 + 0.32 * \left(\frac{d * (B + L)}{B * L} \right)^{2/3} \right]$	(20.c)
Factor de Corrección de la Rigidez Rotacional alrededor del eje XX:	$\beta_{xx} = \left(1 + 2.5 * \frac{d}{B} \right) * \left[1 + 2 * \frac{d}{B} * \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} * \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$	(20.d)
Factor de Corrección de la Rigidez Rotacional alrededor del eje YY:	$\beta_{yy} = \left(1 + 1.4 * \left(\frac{d}{L} \right)^{0.6} \right) * \left[1.5 + 3.7 * \left(\frac{d}{L} \right)^{1.9} * \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.5} \right]$	(20.e)
Factor de Corrección de la Rigidez Rotacional alrededor del eje ZZ	$\beta_{zz} = (1 + 2.6) * \left[\left(1 + \frac{B}{L} \right) * \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9} \right]$	(20.e)

c. Cálculo de los Factores de Rigidez Corregidos por profundidad de empotramiento.

Finalmente, se calculan los coeficientes de rigidez corregidos por profundidad de empotramiento, los que se muestran en la tabla N° 16. (ASCE/SEI 41-17)

Tabla N° 16: Coeficientes de Rigidez corregidos por profundidad de empotramiento (ASCE/SEI 41-17)

Rigidez Traslacional corregida alrededor del eje X (K_{xc})	$K_{xc} = K_x * \beta_x$	(21.a)
Rigidez Traslacional corregida alrededor del eje Y (K_{yc})	$K_{yc} = K_y * \beta_y$	(21.b)
Rigidez Traslacional corregida alrededor del eje Z (K_{zc})	$K_{zc} = K_z * \beta_z$	(21.c)
Rigidez Rotacional corregida alrededor del eje XX (K_{xxc})	$K_{xxc} = K_{xx} * \beta_{xx}$	(21.d)
Rigidez Rotacional corregida alrededor del eje YY (K_{yyc})	$K_{yyc} = K_{yy} * \beta_{yy}$	(21.e)
Rigidez Rotacional corregida alrededor del eje ZZ. (K_{zzc})	$K_{zzc} = K_{zz} * \beta_{zz}$	(21.f)

2.2.5.2. Interacción Cinemática: Losa base efectiva (Kinematic soil – Structure Interaction from strong motion recordings)

“La interacción cinemática produce cambios de las vibraciones en campo libre, debido a que la cimentación rígida ubicada bajo la superficie del terreno provoca que el movimiento de la fundación se desvíe, generando dispersión de ondas”. (NIST GCR. 2012)

“El término de Interacción Cinemática fue introducido en 1975 por Robert Whitman” (Kausel, 2010). En el contexto de análisis y diseño estructural, estos efectos están relacionados con la rigidez y el amortiguamiento de la fundación. (ASCE/SEI 41-17)

2.2.5.3. Modificación Cinemática por la Interacción Suelo Estructura. (ASCE/SEI 41-17)

Los efectos de interacción cinemática serán permitidos para calcular directamente un modelo matemático, el cual será representado por la relación de Espectro de respuesta (RRS), para losas de cimentación superficiales (RRS_{bsa}), el cual se considera a nivel de piso terminado, o sin considerar la profundidad de desplante o (RRS_e), corregidos por profundidad de desplante; los cuales son factores del espectro de respuesta original.

Si los efectos de la interacción cinemática van a estar incluidos en el análisis de la estructura, el modelo matemático de la misma deberá incluir las condiciones de base flexible. Y, El producto de $(RRS_{bsa}) \times (RRS_e)$ no debe ser menor que 0.5. (ASCE/SEI 41-17)

a. Losa de cimentación sin considerar la profundidad de Empotramiento

El factor del Espectro de Respuesta (RRS), para la cimentación superficial, (RRS_{bsa}) , Será determinado usando la ecuación 23, para cada periodo de interés. RRS_{bsa} , no será menor que el valor calculado cuando el periodo fundamental de vibración $T = 0.2s$
 Cuando el modelo es aplicado a procedimientos Lineales Estático o Lineales Dinámicos, adicionalmente al modelo con base flexible, el periodo fundamental efectivo asumido para calcular RRS_{bsa} será asumido 1.5 veces el obtenido para de un modelo de base flexible. (ASCE/SEI 41-17)

La Reducción del espectro para la “losa base superficial”, será permitido, solo cuando se cumpla con las siguientes condiciones. (ASCE/SEI 41-17)

1. Estructura ubicada en un sitio con condiciones sísmicas de suelo clase C, D o E.
2. Estructuras que están cimentadas sobre plateas de cimentación o elementos de cimentación interconectados con losas estructurales, o conectados continuamente con vigas de conexión y otro elemento de cimentación de rigidez lateral suficiente como para no ser considerado como cimentación con diafragma flexible con respecto a los elementos verticales resistentes a fuerza lateral.
3. Y, también se debe cumplir que los elementos de la fundación deben ser más resistentes que el sistema vertical resistente a fuerzas cortantes.

$$RRS_{bsa} = 0.25 + 0.75 * \left\{ \frac{1}{b_o^2} [1 - e^{-2b_o^2 x B_{bsa}}] \right\}^{1/2} \quad (22)$$

Donde:

$R_{bsa} =$	$1 + b_o^2 + b_o^4 + \frac{b_o^6}{2} + \frac{b_o^8}{4} + \frac{b_o^{10}}{12} \quad \rightarrow b_o \leq 1$	(23. a)
	$e^{2b_o^2} \left[\frac{1}{\sqrt{\pi} b_o} \left(1 - \frac{1}{16b_o^2} \right) \right] \quad \rightarrow b_o > 1$	(23. b)
$b_o = 0.0001x \left(\frac{2\pi b_e}{T} \right)$		(24)

$b_e =$ Tamaño efectivo de la cimentación en ft.

(25)

$$b_e = \sqrt{A_{base}} \leq 260ft$$

T = Periodo fundamental de la estructura (s), calculado del modelo matemático para el cálculo del espectro de pseudo aceleraciones, considerando la base empotrada.

A_{base} = Área de la cimentación proyectada en planta. (ft^2)

b. Profundidad de Empotramiento:

El factor RRS por empotramiento, RRS_e , podrá ser determinado por la ecuación 27. Para cada periodo de interés, proveyendo un mínimo de 75% del área en planta de la cimentación se presenta en la profundidad de empotramiento. El empotramiento para estructuras ubicadas en pendiente deberá ser el menor posible. RRS_e no deberá ser menor que el valor calculado cuando $T = 0.2s$. RRS_e no deberá ser menor que los valores tomados para una profundidad máxima de empotramiento de 20ft o 6.1m. (ASCE/SEI 41-17)

Cuando los factores de corrección por empotramiento son usados en procedimientos lineales Estáticos o Dinámicos, adicionalmente al modelo con la condición de base flexible, el periodo efectivo usado para calcular de RRS_e será asumido como 1.5 veces el obtenido del modelo con base flexible. (ASCE/SEI 41-17)

El coeficiente de reducción por empotramiento será permitido para estructuras que tengan las siguientes características: (ASCE/SEI 41-17)

1. Localizado en sitios, con características de suelo clase C, D o E.
2. Estructuras que están cimentadas sobre plateas de cimentación o elementos de cimentación interconectados con losas estructurales, o conectados continuamente con vigas de conexión y otro elemento de cimentación de rigidez lateral suficiente como para no ser considerado como cimentación con diafragma flexible con respecto a los elementos verticales resistentes a fuerza lateral.
3. Y, también se debe cumplir que los elementos de la fundación deben ser más resistentes que el sistema vertical resistente a fuerzas cortantes.

$$RRS_e = 0.25 + 0.75 * \cos\left(\frac{2\pi e}{T v_s}\right) \geq 0.50 \quad (26)$$

Donde:

e = Profundidad de empotramiento, en ft.

T = Periodo fundamental efectivo de la edificación con base rígida en s.

v_s = Velocidad de ondas de corte efectiva del suelo para las condiciones de sitio, tomada en unidades (ft/s)

n = Factor de reducción de las velocidades de ondas de corte:

$$n = \sqrt{G/G_o} \quad (27)$$

G/G_o = Factor de cortante efectivo asumido de la tabla N° 17:

Tabla N° 17: Factor de Cortante Efectivo (ASCE/SEI 41-17)

Factor de Cortante Efectivo (G/G_o)				
Aceleración Pico Efectiva, $S_{XS}/2.50^a$				
Clase	$S_{XS}/2.50 = 0$	$S_{XS}/2.50 = 0.1$	$S_{XS}/2.50 = 0.4$	$S_{XS}/2.50 = 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	b
F	b	b	b	b

^a Usar interpolación lineal para valores intermedios de $S_{XS}/2.50$

^b Investigación geotécnica específica para el sitio de estudio y un análisis de la respuesta dinámica de sitio deberá ser realizada.

2.2.5.4. Amortiguamiento de la cimentación considerando el efecto de la Interacción Suelo Estructura.

El efecto de amortiguamiento de la cimentación para un análisis no lineal, será presentado como el factor efectivo de amortiguamiento del sistema Estructura – cimentación, β_{SSI} , determinado de acuerdo con la ecuación siguiente: (ASCE/SEI 41-17)

El amortiguamiento de la cimentación podrá ser calculado mediante el modelo matemático que se presentará a continuación, a través de la modificación del espectro de respuesta calculado por los procedimientos dinámicos. Usando β_{SSI} (Amortiguamiento efectivo) en lugar del amortiguamiento viscoso β , cuando se usen los procedimientos Sísmicos Estáticos y dinámicos lineales o no lineales, excepto en los siguientes casos: (ASCE/SEI 41-17)

1. El sistema de cimentación consiste de zapatas discretas que no están interconectadas, y que están espaciadas una dimensión menor, que la mayor dimensión del elemento resistente a fuerza lateral en la dirección de análisis.

2. El sistema de cimentación consiste o incluye cimentaciones profundas, como pilotes o muelles.
3. La cimentación consiste de losas estructurales o está interconectada por losas de concreto que se caracterizan por diagramas flexibles con respecto a los elementos verticales resistentes a fuerzas cortante,
4. Los elementos de la cimentación son menos rígidos que los elementos verticales resistentes a fuerza cortante.

$$\beta_{SSI} = \beta_f + \frac{\beta}{(\tilde{T}/T)_{eff}^2} \leq 0.20 \quad (28)$$

Donde:

β_f = Factor de amortiguamiento por la interacción suelo – fundación. El amortiguamiento de la cimentación causado por el amortiguamiento radial y amortiguamiento histórico del suelo β_f , será determinado de acuerdo a la siguiente fórmula: (ASCE/SEI 41-17)

$$\beta_f = \left[\frac{(\tilde{T}/T)^2 - 1}{(\tilde{T}/T)^2} \right] \beta_s + \beta_{rd} \quad (29)$$

β_s = Factor de amortiguamiento histórico del suelo, determinado de la sección 19.3.5 del ASCE 7.

β_{rd} = Factor de amortiguamiento radial.

β = Amortiguamiento viscoso efectivo de la estructura.

$(\tilde{T}/T)_{eff}^2$ = Alargamiento del periodo efectivo, definido por la siguiente ecuación:

T = Periodo fundamental de la estructura con el modelo matemático considerando el empotramiento en la base.

\tilde{T} = Periodo fundamental de la estructura considerando el modelo matemático con base flexible.

μ = Demanda de ductilidad esperada.

$$\left(\frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}} \right) = \left\{ 1 + \frac{1}{\mu} \left[\left(\frac{\tilde{T}}{T} \right)^2 - 1 \right] \right\}^{0.5} \quad (30)$$

a. Amortiguamiento Radial para Cimentaciones Rectangulares.

Los efectos del amortiguamiento radial para estructuras con cimentación rectangular, serán representados mediante un factor de amortiguamiento del sistema suelo estructura β_{rd} , determinado de acuerdo a la siguiente ecuación. (ASCE/SEI 41-17)

$$\beta_{rd} = \frac{1}{(\tilde{T}/T_y)^2} + \frac{1}{(\tilde{T}/T_{xx})^2} \beta_{xx} \quad (31)$$

Luego, para determinar los coeficientes necesarios para calcular el factor de amortiguamiento efectivo β_{rd} , del sistema Suelo Estructura, se tienen las siguientes ecuaciones mostradas en la tabla N° 18:(ASCE/SEI 41 – 17)

Tabla N° 18: Factores para el cálculo del amortiguamiento radial de la cimentación
(ASCE/SEI 41-17)

$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K_y}}$	(32. a)	$\beta_y = \left[\frac{4 \left(\frac{L}{B} \right)}{K_y / GB} \right] \left[\frac{a_0}{2} \right]$	(32. d)
$T_{xx} = 2\pi \sqrt{\frac{M^* (h^*)^2}{\alpha_{xx} K_{xx}}}$	(32. b)	$\psi = \sqrt{\frac{2(1-v)}{(1-2v)}} \leq 2.50$	(32. e)
$a_0 = \frac{2\pi B}{\tilde{T} v_s}$	(32. c)	$K_{xx} = \frac{GB^3}{1-v} \left[3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$	(32. f)

$K_y = \frac{GB}{2-v} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right]$	(32. g)
$\beta_{xx} = \left[\frac{\left(\frac{4\psi}{3} \right) \left(\frac{L}{B} \right) a_0^2}{\left(\frac{K_{xx}}{GB^3} \right) \left[\left(2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$	(32. h)
$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[\frac{0.55 + 0.01 \sqrt{((L/B) - 1)} * a_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2} \right]$	(32. i)

Donde:

M^* = Masa modal efectiva para el periodo fundamental de la edificación en la dirección de análisis considerada.

h^* = Altura efectiva de la edificación tomada como la distancia vertical desde la cimentación hasta el centroide de la primera forma modal de la estructura. Además, h^* se puede considerar aproximadamente como el 70% de la altura total para edificaciones de varios niveles, o el 100% para edificaciones de un solo nivel.

Tabla N° 19: Factor de Cortante Efectivo (ASCE/SEI 41-17)

Factor de Velocidad de ondas de corte efectivas (G/G_0)				
Aceleración Pico Efectiva, $S_{DS}/2.50^a$				
Clase	$S_{DS}/2.50 = 0$	$S_{DS}/2.50 = 0.1$	$S_{DS}/2.50 = 0.4$	$S_{DS}/2.50 \geq 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.97	0.95
C	1.00	0.97	0.87	0.77
D	1.00	0.95	0.71	0.32
E	1.00	0.77	0.22	<i>b</i>
F	<i>b</i>	<i>b</i>	<i>b</i>	<i>b</i>

^a Usar interpolación lineal para valores intermedios de $S_{DS}/2.50$

^b Investigación geotécnica específica para el sitio de estudio y un análisis de la respuesta dinámica de sitio deberá ser realizada.

G = Módulo de corte efectivo derivado o aproximado de G_0 , según tabla N° 19.

$G_0 = \gamma v_{so}^2 / g$ = Promedio del módulo de corte para suelos bajo la cimentación para bajos niveles de esfuerzos (ver tabla N° 20).

γ = Promedio del peso específico del suelo a una profundidad B bajo la base de la estructura.

ν = Módulo de Poisson, es permitido usar 0.3 para arenas y 0.45 para suelos arcillosos.

Tabla N° 20: Factor de Cortante Efectivo (ASCE/SEI 41-17)

Clasificación de Sitio			
Clase de Sitio	\tilde{v}_s	\tilde{N} o \tilde{N}_{ch}	\tilde{s}_u
A. Roca dura	> 5000 ft/s	NA	NA
B. Roca	2500 – 5000 ft/s	NA	NA
C. Suelo muy denso y roca blanda.	1200 – 2500 ft/s	>50 golpes/ft	>2000 lb/ft ²
D. Suelo rígido	600 – 1200 f/s	15 a 50 goles/ft	1000 - 2000 lb/ft ²
E. Suelo arcilloso blando	<600 ft/s	<15 golpes/ft	<1000 lb/ft ²

b. Corrección por Amortiguamiento.

Una vez calculado el nuevo amortiguamiento de la estructura, debido a que el amortiguamiento ya no es el 5% inicial, se debe aplicar un reajuste por amortiguamiento, tal como se muestra en la ecuación 33: (ASCE/SEI 41-17)

$$B_1 = \frac{4}{5.6 - \ln(100\beta_{ssi})} \quad (33)$$

2.2.6. Consideraciones del Análisis Sísmico, NTE E.030 - 2018.

2.2.6.1. Análisis Sísmico Estático.

a. Fuerza cortante en la Base.

“La fuerza cortante total en la base, correspondiente a la dirección considerada, se determina de la ecuación 34” (NTE E.030 - 2018)

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P \quad (34)$$

El valor C/R (ec. 35), no debe considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.11 \quad (35)$$

b. Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura.

“Las Fuerzas Sísmica horizontales en cualquier nivel i , correspondientes a la dirección considerada, se calcula según la ecuación 36” (NTE E.030 - 2018)

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad (36)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \quad (37)$$

Donde n corresponde al número de niveles de la edificación, y k es un exponente que depende del periodo fundamental de vibración de la estructura, calculado como según la ecuación 38: (NTE E.030 - 2018)

Cuando $T \leq 0.5s, k = 1$	(38. a)
Cuando $T > 0.5s, k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0s$	(38. b)

2.2.6.2. Análisis Dinámico Modal Espectral.

La norma técnica de diseño sismo resistente E.030, en su artículo 26, Nos menciona que cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral especificada en la norma. (NTE E.030 - 2018)

Para ello, la norma propone un espectro Inelástico de pseudo aceleraciones, este espectro caracteriza el peligro sísmico de la edificación en función a los parámetros de sitio (microzonificación sísmica), Sistema estructural de la edificación, factor de suelo, factor de uso, factor de aceleración Sísmica, Sistema Estructural, y aceleración máxima del suelo (PGA) esperada en un periodo de retorno de 475 años. (NTE E.030 - 2018)

2.2.6.2.1. Modos de Vibración.

Cuando hablamos de modos de vibración nos referimos al Análisis Modal, que es el estudio de las propiedades dinámicas de una edificación, de este análisis se obtienen características como el Periodo Fundamental de Vibración de la Estructura, frecuencia, velocidad angular. El cual depende únicamente de las características de la edificación, no de acciones externas (Cargas, sismo). (Anil K. Chopra. 2006)

Cada una de las formas vibración de la estructura son conocidos como modos naturales de vibración, cada modo presenta un Periodo Natural de vibración (T) característico. Este periodo representa el tiempo requerido para que la estructura complete un ciclo en movimiento armónico simple. (Anil K. Chopra. 2006)

Además, en cada dirección de análisis se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas participativas sea por lo menos el 90% de la masa total, pero, se toma por lo menos los tres primeros modos de vibración predominantes en la dirección de análisis. (NTE E.030 - 2018)

2.2.6.2.2. Combinación Modal y Combinación Direccional.

El análisis modal consiste en determinar todas las respuestas que pueda tener una estructura a partir de su deformada (modos – Auto vectores) y sus respectivas frecuencias (Autovalores). Luego la respuesta final será el producto de la combinación de todas las respuestas que en este caso se obtiene mediante la combinación Modal.

La respuesta $r(t)$ de un edificio se describe como la superposición de las contribuciones $r_n(t)$ de cada uno de los modos naturales de vibración, para un análisis de la variación de las aceleraciones en el tiempo de una estructura. Sin embargo, para un análisis Modal Espectral, la máxima respuesta en cada uno de los modos se determina directamente del espectro de respuesta sísmica. (Anil K. Chopra. 2006)

Debido a que las máximas respuestas para cada modo no ocurren simultáneamente, estas no pueden ser superpuestas de forma directa para obtener el máximo valor de respuesta (Anil K. Chopra. 2006)

2.2.6.2.3. Aceleración Espectral.

Según el Artículo 26.2 de la Norma técnica de diseño Sismo Resistente E.030, para cada una de las direcciones analizadas se utiliza un espectro inelástico de pseudo – aceleraciones definido por: (NTE E.030 - 2018)

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad (39)$$

Además, para el análisis en la dirección vertical puede usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

Donde:

S_a = Aceleración Espectral en cada dirección de Análisis

Z = Factor de Zona

R = Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas.

U = Factor de Uso

C = Factor de Amplificación Sísmica

g = Aceleración de la gravedad

S = Factor de Suelo

a. Factor de Zona (Z)

El factor de zona, es un valor obtenido en relación a la zonificación Sísmica. La cual se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos, y la tenuación de estos con la distancia epicentral.

A cada zona se asigna un Factor Z , como se indica en la Tabla N° 21. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ocurrencia de un evento sísmico en 50 años de vida útil de la edificación. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad. (NTE E.030 - 2018)

Tabla N° 21: Factor de Zona (NTE E.030 - 2018)

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

b. Parámetros de Sitio

Se considera el Tipo de Perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores de factor de Amplificación del Suelo S , y los periodos T_p y T_L , dados en las tablas N° 23 y N° 24 respectivamente. (NTE E.030 - 2018)

b.1. Factor de Suelo "S"

El factor de Suelo "S" (tabla N° 23), es un factor que está en función del factor de zona representado por "Z" y el tipo de suelo sobre el cual se va a Cimentar la estructura. La Norma técnica E.030 contempla cinco tipos de suelos, cuyas propiedades se presentan en la Tabla N° 22. Los periodos T_p y T_L , dependen del tipo de suelo, y definen el espectro de pseudoaceleraciones, se muestran en la tabla N° 24. (NTE E.030 - 2018)

Tabla N° 22: Clasificación de los Perfiles De Suelo (NTE E.030 - 2018)

CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO				
Perfil	Descripción	Velocidad Promedio de Ondas de corte del Suelo (\bar{V}_s)	Promedio ponderado del SPT Normalizado (\bar{N}_{60})	Promedio Ponderado de la Resistencia al corte en Condición no drenada (\bar{S}_u)
S_0	Roca Dura	$> 1500 \text{ m/s}$	–	–
S_1	Roca o suelos muy rígidos	$500 \text{ m/s a } 1500 \text{ m/s}$	> 50	$> 100 \text{ kPa}$
S_2	Suelos Intermedios	$180 \text{ m/s a } 500 \text{ m/s}$	$15 \text{ a } 50$	$50 \text{ kPa a } 100 \text{ kPa}$
S_3	Suelos Blandos	$< 180 \text{ m/s}$	< 15	$25 \text{ kPa a } 50 \text{ kPa}$
S_4	Condiciones Excepcionales	Clasificación basada en el EMS		

Tabla N° 23: Factor de Suelo "S" (NTE E.030 - 2018)

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

Tabla N° 24: Periodos " T_p " y " T_L " (NTE E.030 - 2018)

PERIODOS " T_p " y " T_L "				
	Perfil de Suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
$T_p(S)$	0.3	0.4	0.6	1.0
$T_L(S)$	3.0	2.5	2.0	1.6

c. Factor de Uso. (U)

El factor de uso de la edificación está en función a la tolerancia de daño que puede llegar a sufrir la Estructura, y esto a su vez está en función a la continuidad del servicio, y de la cantidad de personas que puedan acudir en la edificación durante y después de un evento sísmico. La norma técnica E.030, ha clasificado a estas estructuras en cuatro categorías. Donde las Edificaciones comunes tiene un Factor de Uso igual a 1, dando a entender que el nivel de daño en estas estructuras puede ser mayor, y para las edificaciones ubicadas en la Categoría A un factor de uso de 1.50 donde el nivel de daño permitido es mínimo. Todo esto se puede ver más a detalle en la tabla N° 25. (NTE E.030 - 2018)

Tabla N° 25: Categoría de las Edificaciones y Factor “U” (NTE E.030 - 2018)

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

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tiene aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3.

Nota 2: En estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

d. Factor de Amplificación Sísmica. (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de Amplificación Sísmica (C) por las expresiones de la tabla N° 26: (NTE E.030 - 2018)

Tabla N° 26: Factor de Amplificación Sísmica (NTE E.030 - 2018)

$T < T_P$	$C = 2.5$	(40. a)
$T_P < T < T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P}{T_L}\right)$	(40. b)
$T > T_L$	$C = 2.5 \left(\frac{T_P * T_L}{T^2}\right)$	(40. c)

Donde:

T: es el Periodo Fundamental de Vibración de la Estructura.

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

e. Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas. (R)

El coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas, depende del Sistema Estructural y es un factor asociado a la capacidad de disipación de energía de la estructura, lo cual al aplicar este factor de Reducción Sísmica, nos permite suponer la incursión de la edificación en el rango inelástico del espectro de pseudoaceleraciones. (NTE E.030 - 2018). La tabla N° 27 muestra los Sistemas Estructurales de Concreto Armado, la tabla ha sido recuperada de la Norma técnica E.030.

Tabla N° 27: Sistemas Estructurales de Concreto Armado” (NTE E.030 - 2018)

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural (Concreto Armado)	Coeficiente Básico de Reducción R_0
Pórticos	8
Dual	7
Muros Estructurales	6
Muros de Ductilidad Limitada	4

Donde:

$$R = R_0 * I_a * I_p \tag{41}$$

R_0 : Coeficiente básico de Reducción.

I_a : Irregularidad de la Estructura en Altura.

I_p : Irregularidad de la estructura en planta.

e.1. Estructuras de Concreto Armado:

De igual manera, en la Norma técnica E.030, nos detallan los sistemas estructurales de concreto Armado en función al porcentaje de fuerza cortante basal actuante en los elementos estructurales resistentes (placas, columnas) (NTE E.030 - 2018)

- **Pórticos:** Por lo menos el 80% de la fuerza cortante es absorbida por las columnas.
- **Sistema Dual:** La fuerza cortante que es Absorbida por los Muros es mayor al 20% y menor al 70%.
- **Muros Estructurales:** Al menos el 70% de la fuerza Cortante es Absorbida por los muros.
- **Muros de Ductilidad Limitada:** Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia Sísmica y de Cargas de gravedad está dada por muros de concreto de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa.

2.2.6.3. Análisis Dinámico Tiempo Historia:

El análisis dinámico Tiempo – historia no es un método de diseño de estructuras, sino que es un procedimiento complementario al diseño por el Análisis Estático Equivalente y Dinámico Espectral. (NTE E.030 - 2018)

En este tipo de análisis se utiliza un modelo matemático de la estructura que considere directamente el comportamiento histerético de los elementos, determinándose la respuesta frente a un conjunto de aceleraciones del terreno mediante integración directa de las ecuaciones de equilibrio. (NTE E.030 - 2018)

2.2.6.3.1. Construcción del Espectro Elástico de Pseudo aceleraciones Elástico:

Según el Artículo 27.1.3 de la Norma técnica de diseño Sismo Resistente E.030, para cada par de componentes horizontales de movimiento del suelo, se construye un espectro de pseudo aceleraciones tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales calculados por separado con 5% de amortiguamiento, y con un coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas R igual a 1, como el de la figura N° 2. (NTE E.030 - 2018)

$$S_a = Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot g \quad (42)$$

Donde:

S_a = Aceleración Espectral en cada dirección de Análisis

Z = Factor de Zona

U = Factor de Uso

C = Factor de Amplificación Sísmica

S = Factor de Suelo

g = Aceleración de la gravedad

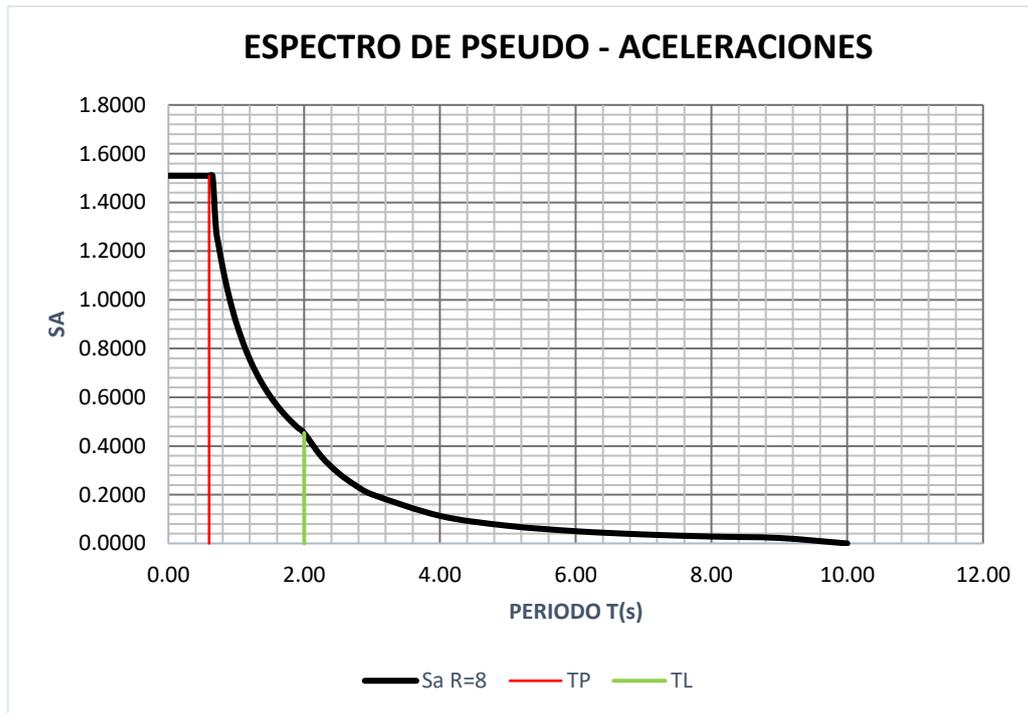


Figura N° 2: Comparación del Espectro de Pseudoaceleraciones Elástico

2.2.6.3.2. Ajuste Espectral

Según la NTE E.030 - 2018, “para el análisis se usan como mínimo tres conjuntos de registro de aceleraciones del terreno, cada uno de los cuales incluye dos componentes en direcciones ortogonales”.

Lo que se busca es que sean espectros compatibles, por lo que “ambas componentes se escalan por un mismo factor, de modo que en el rango de periodos entre $0.2T$ y $1.5T$ (Siendo T el periodo fundamental), el promedio de los valores espectrales SRSS obtenidos para los distintos juegos de registros no sea menor que la ordenada correspondiente del Espectro dinámico de diseño con $R=1$ ”. (NTE E.030 - 2018)

2.2.6.3.3. Ajuste Espectral en El Programa SeismoMatch versión 2020.

SeismoMatch es un software capaz de ajustar los Registros de Acelerogramas sísmicos, para coincidir un espectro de respuesta objetivo especificado, para lo cual usa el algoritmo de fragmento de ondas propuesto por Abrahamson (1992) y Hancock et al. (2006)

Para esto, el procedimiento que se debe de seguir al usar el software Seismo Match, consiste en cargar el Registro Sísmico que se desea escalar, el cual comprende dos direcciones horizontales, ortogonales entre sí (Norte – Sur, Este – Oeste), y Seleccionar la dirección de la aceleración que se desea escalar. Para temas prácticos se asume que la dirección Este – Oeste coincide con el eje X del Sistema global de coordenadas de la edificación.

Luego, nos aparecerá una pantalla como el de la figura N° 03, donde se debe colocar los datos de entrada; los cuales son: El número de valores, intervalo de tiempo, Factor de escala ($Fe = 1$ si las unidades del registro están en unidades de “g”), configurar los datos de entrada (Tiempo & Aceleración), y en qué columna se encuentra cada valor.

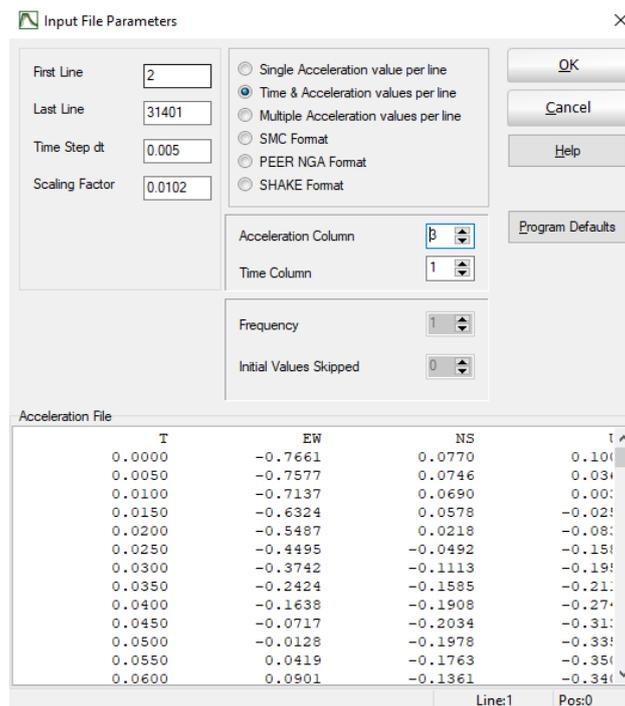


Figura N° 3: Configuración de los valores de entrada del registro Sísmico a Escalar

Una vez, colocado los datos de entrada del registro sísmico adecuadamente, obtendremos la gráfica del acelerograma original, con valores de Tiempo en las ordenadas y aceleración en las abscisas, como se muestra en la Figura N° 4.

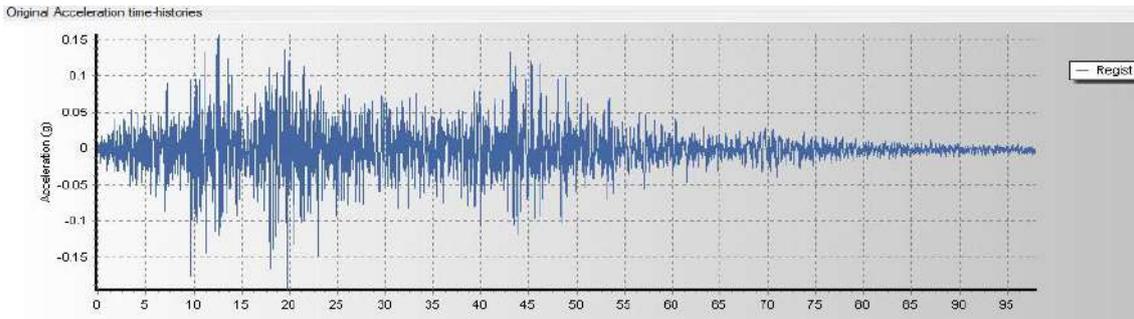


Figura N° 4: Gráfica de Registro Sísmico Original

Luego, según nuestra norma técnica E.030, se debe escalar el registro sísmico en función a un espectro elástico de Pseudo aceleraciones, el cual debe tener los mismos parámetros del análisis dinámico espectral.

Para hacer el escalamiento del sismo, el software Seismo Match, ya incluye dentro de su base de datos, los parámetros para la construcción del espectro de respuesta elástico según la norma técnica E.030, y los parámetros de sitio de la edificación, como se muestra en la figura N° 5.

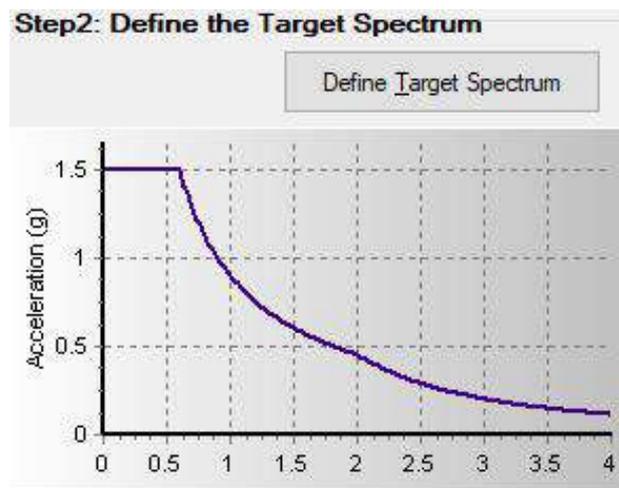


Figura N° 5: Espectro de Respuesta Elástico.

Una vez definido el espectro objetivo, se tiene que definir el rango de periodos para el análisis, el cual está entre $0.2T$ y $1.50T$, donde T es el periodo fundamental de vibración de la estructura. Una vez definido los periodos, se puede hacer el escalamiento.

Luego al escalar el registro, es importante para validar los resultados, que el escalamiento del registro sísmico original en función al espectro inelástico converja, como en la figura N° 6, de no ser así, se debe buscar un registro con mayor cantidad de datos.

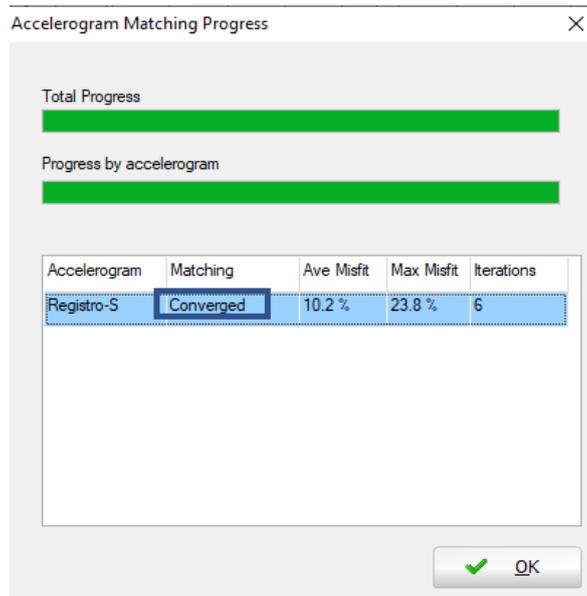


Figura N° 6: Registro sísmico con convergencia

Finalmente, se obtiene el registro sísmico Escalado (Figura N° 07), y se puede hacer una comparación del registro sísmico original (Figura N° 08) y el que se ha escalado en función al espectro elástico.

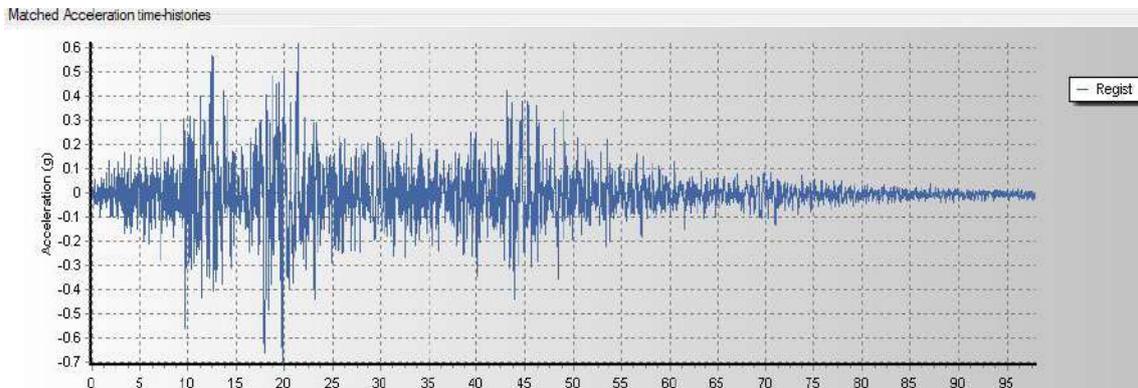


Figura N° 7: Registro sísmico Escalado

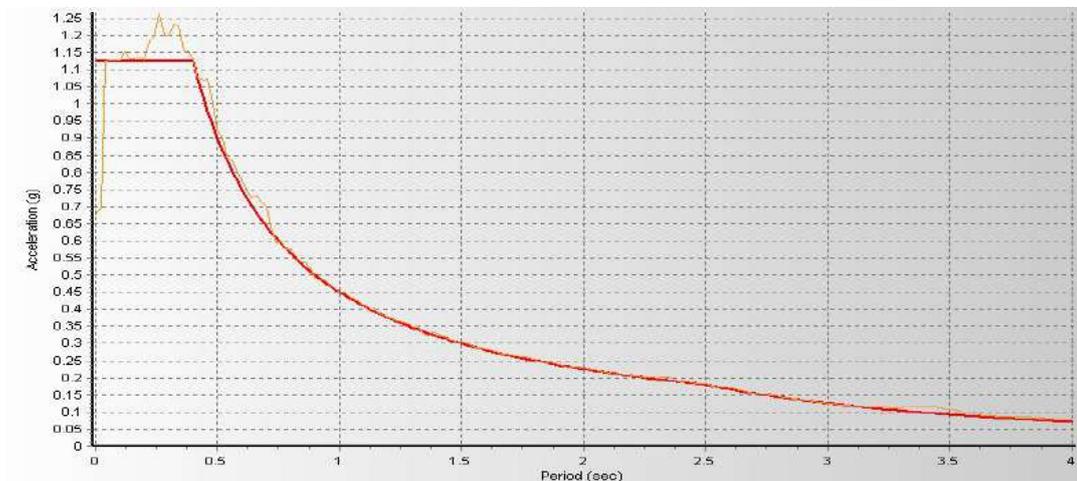


Figura N° 8: Espectro escalado al espectro obtejivo

2.2.7. Cálculo del empuje de tierras en los muros de Contención del Sótano.

Para el diseño de muros de contención, se ha considerado el empuje del terreno, y el estudio se ha hecho mediante la Teoría de Mononobe Okabe. El cual considera La presión Activa del terreno. (M. Das, 2010)

- Presión Activa del Terreno.

Y, además, según el ASCE/SEI 41-17 se debe de considerar una presión uniformemente repartida adicional, la cual se define como:

- Presión Adicional Sísmica del Terreno
- Presión Sísmica de suelos en reposo.

Estos métodos consideran las siguientes fórmulas para el diseño de muros de contención:

2.2.7.1.Presión Activa del suelo: (Teoría de Mononobe – Okabe)

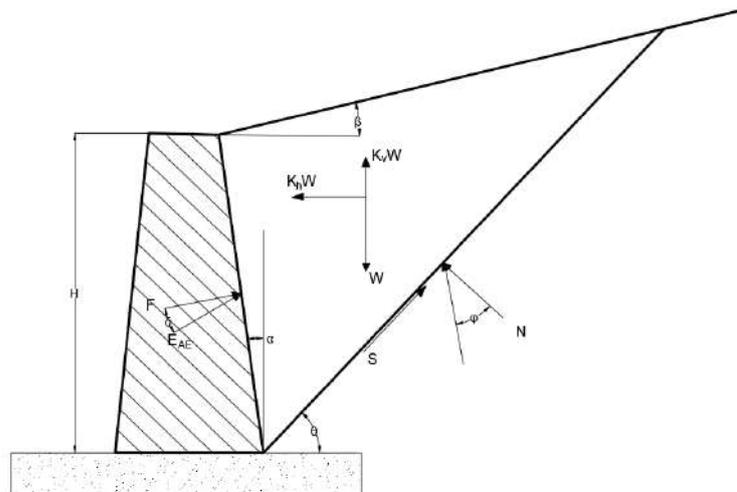


Figura N° 9: Derivación de la ecuación de Mononobe Okabe (Mononobe, 1929)

Cuando hablamos de presiones aplicadas sobre el muro de contención de acuerdo a la teoría de Mononobe Okabe, se pueden identificar en general dos tipos de presiones: (Mononobe, 1929)

- Fuerza de empuje Activa Dinámica del terreno
- Fuerza de Empuje Pasivo Dinámico del terreno

Braja M. Das (2010), presenta la Teoría de Mononobe Okabe, como la Fuerza de Empuje del suelo, procedimiento que se detalla a continuación:

Dentro de las Fuerzas de empuje activas del suelo, se puede distinguir dos tipos de presiones:

- Fuerza de empuje Activo Estático del suelo.

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE} \quad (43)$$

- Fuerza de empuje Activo Dinámico del suelo.

Cuando hablamos de presiones dinámicas del suelo, se tiene la siguiente ecuación, la cual representa la presión dinámica del suelo.

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{AE} \quad (44)$$

La principal diferencia es que en este caso se consideran dos factores de aceleración sísmica:

$$K_h: \frac{\text{Componente sísmica de la aceleración horizontal}}{g(\text{aceleración de la gravedad})} \quad (45a)$$

$$K_v: \frac{\text{Componente sísmica de la aceleración vertical}}{g(\text{aceleración de la gravedad})} \quad (45b)$$

En este estudio consideraremos el valor de $K_v = 0$, por lo que la fuerza Dinámica activa del Suelo, se reduce a la siguiente expresión:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma_z H^2 K_{AE} \quad (46)$$

Y la presión Activa dinámica del Suelo:

$$\sigma_{AE} = \gamma_z \cdot H \cdot K_{AE} \quad (47)$$

Donde:

E_{AE} = Fuerza de empuje activo dinámico del suelo

γ_z = Peso específico del suelo

H = Altura del muro de contención

K_E = Coeficiente de presión del suelo con efectos sísmicos.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \alpha)}{\cos\theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\theta + \alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \text{sen}(\varphi - \theta - \beta)}{\cos(\delta + \alpha + \theta) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \quad (48)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right) \quad (49)$$

Donde:

φ = Ángulo de fricción interna del suelo

α = Ángulo de inclinación del muro

β = Ángulo de pendiente del terreno

δ = Ángulo de fricción entre el suelo y el estribo.

θ = Ángulo de inercia sísmica resultante.

Pero, además:

$$\Gamma = \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \text{sen}(\varphi - \theta - \beta)}{\cos(\delta + \alpha + \theta) \cdot \cos(-\beta + \alpha)}} \right)^2 \quad (50)$$

Por lo que la ecuación N° se puede reescribir como:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \alpha)}{\Gamma \cdot (\cos\theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\theta + \alpha + \delta))} \quad (51)$$

Donde: Γ = Presión Activa dinámica

2.2.7.2.Presiones Adicionales Sísmicas del Terreno. (ASCE/SEI 41-17)

En el capítulo N°8, sección 8.6 del ASCE/SEI 41 actualizado al año 2017, nos indica que los muros de contención deberán ser diseñados para resistir una presión adicional del suelo, debido a fuerzas sísmicas. Para la determinación de esta presión sísmica, la cual debe ser uniformemente repartida sobre el muro, nos menciona que a menos que se haga un estudio geotécnico especializado para el sitio, se debe utilizar la siguiente ecuación para calcular la presión adicional del suelo:

$$\Delta p = 0.4k_h \cdot \gamma_t \cdot H_{rw} \quad (52)$$

Donde:

Δp = Presión adicional del terreno, causado por fuerzas sísmicas, que se asumen como una fuerza uniforme

k_h = Coeficiente sísmico horizontal del suelo que debe ser:

$$k_h = \frac{S_{xs}}{2.5} \quad (53)$$

γ_t = Peso unitario del suelo

H_{rw} = Altura del muro de contención

Además,

$$S_{xs} = Ss * Fa \quad (54)$$

Donde: Ss es un factor que se obtiene de los mapas desarrollados para las zonas sísmicas de los Estados Unidos, que vendría a ser un equivalente al mapa de microzonificación sísmica de la NTE E.030 - 2018)

Y el Fa, es un factor que está en función del suelo, según el ASCE/SEI 41, se consideran 7 tipos de suelos (A, B, C, D, E, F), pero son claramente equivalentes a nuestra norma técnica E.030, donde consideramos solo 5 tipos de suelo (S_0, S_1, S_2, S_3, S_4)

En la tabla N° 28, se describió el tipo de suelo D, ya que es el suelo equivalente al suelo S_2 , que es el tipo de suelo que se presenta en la Torre II de la Clínica Limatambo.

- Site Class D: Suelo Rígido:

Tabla N° 28: Propiedades del Suelo Rígido clase D (ASCE/SEI 41-17)

Propiedades del suelo		
Velocidades de ondas de corte \bar{v}_s	Valores del SPT \bar{N}	Resistencia al corte en condiciones no drenadas (\bar{S}_u)
$183 \frac{m}{s} < \bar{v}_s < 366 \frac{m}{s}$	$15 < \bar{N} < 50$	$0.49 \frac{kg}{cm^2} < \bar{S}_u < 0.98 \frac{kg}{cm^2}$

Entonces, lo que se busca es modificar la aceleración sísmica Horizontal, en función a las características particulares tanto de suelo como de sitio, para lo cual se usa la tabla N° 29.

Tabla N° 29: Valores de Fa como función del tipo de suelo (ASCE/SEI 41-17)

Valores de Fa como función del tipo de suelo (Site Class) y los valores obtenidos de las Aceleraciones del Espectro de Respuesta para Periodos cortos S_s^a					
Tipo de suelo (Site Class)	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	<i>b</i>	<i>b</i>	<i>b</i>	<i>b</i>	<i>b</i>

^aInterpolación lineal para calcular los valores intermedios de S_s .

^bSe requiere estudios dinámicos geotécnicos del sitio.

2.2.7.3.Presión Sísmica de Suelos en reposo.

Según Terzaghi, K; Peck, R.B. (1996), la presión en reposo, es la presión horizontal de la tierra actuando en una estructura rígida. Es necesario calcularla en casos donde es necesario reducir al mínimo las deformaciones laterales y horizontales de los suelos cubiertos (Es decir, cuando hay una estructura de soporte lateral en una excavación por debajo de la base, en este caso donde se está haciendo el modelamiento de 2 sótanos, es de importancia su cálculo).

Para el cálculo de la fuerza en reposo y para la Presión Sísmica del Suelo en Reposo se tienen las siguientes fórmulas: Terzaghi, K and Peck, R.B. (1996)

- Fuerza Sísmica del suelo en Reposo:

$$E_0 = \frac{1}{2} \gamma_z H^2 K_o \quad (55)$$

- Presión Sísmica del suelo en Reposo:

$$\sigma_0 = \gamma_z H K_o \quad (56)$$

Donde:

$\gamma_z =$ *Peso específico del Suelo*

$H =$ *Altura del muro de contención.*

$K_o =$ *Coficiente de la presión en reposo del suelo.*

Siendo, el Coeficiente de la presión en reposo del suelo (K_o):

- **Para suelos Cohesivos** (Se utiliza la expresión de Terzaghi)

$$K_o = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (57)$$

Donde: $\nu =$ *Módulo de Poisson del suelo*

- **Para suelos granulares** (Se utiliza la expresión de Jáký)

$$K_o = 1 - \text{sen}\varphi \quad (58)$$

Donde: $\varphi =$ *Ángulo de fricción interna del suelo*

2.2.8. Cálculo del Esfuerzo Inducido ($\Delta\sigma$)

Para complementar el Estudio de la Interacción Suelo Estructura, se consideró el efecto de las presiones o esfuerzos inducidos generado por el peso de las edificaciones existentes adyacentes a la edificación en estudio. Según Lambe (1969), para el cálculo de los esfuerzos, se utilizan soluciones basadas en la teoría de la elasticidad, i.e., donde el esfuerzo es proporcional a la deformación, o el suelo es linealmente elástico. Las soluciones pueden ser del tipo analítico o gráfico; estas suponen además que el suelo es homogéneo e isotrópico.

Las primeras soluciones estructurales tuvieron sus primeras aplicaciones en temas de geotecnia aplicados a la ingeniería de cimentaciones (Carlos G. 2018). Para la determinación del esfuerzo se aplicará la teoría de Boussinesq, mediante la solución de la Carga lineal por unidad de Longitud.

- Carga lineal (Por unidad de Longitud) Solución de Boussinesq.

La carga por unidad de longitud para un punto de coordenadas (x, z) dentro de una masa de suelo puede expresarse de la siguiente manera:

$$\Delta\sigma_v = \left[\frac{2z^3}{\pi R^4} \right] Q \quad \Delta\sigma_h = \left[\frac{2x^2z}{\pi R^4} \right] Q$$

Donde:

$$R = \sqrt{x^2 + z^2}$$

Q, es la magnitud de la carga

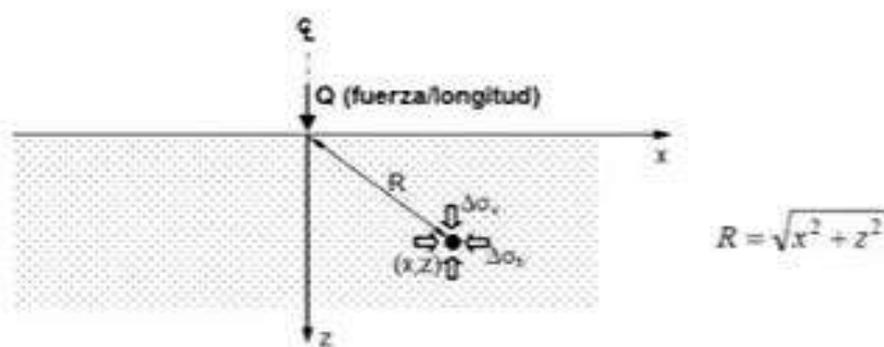


Figura N° 10: Esquema de distribución del esfuerzo para una carga por unidad de Longitud (Boussinesq 1988)

Las ecuaciones anteriores permiten calcular los esfuerzos en diferentes puntos de la masa de suelo; esto permite delimitar la zona de influencia o la extensión del bulbo de presiones, como se muestra en la figura N° 11. [Knappett, 2014]

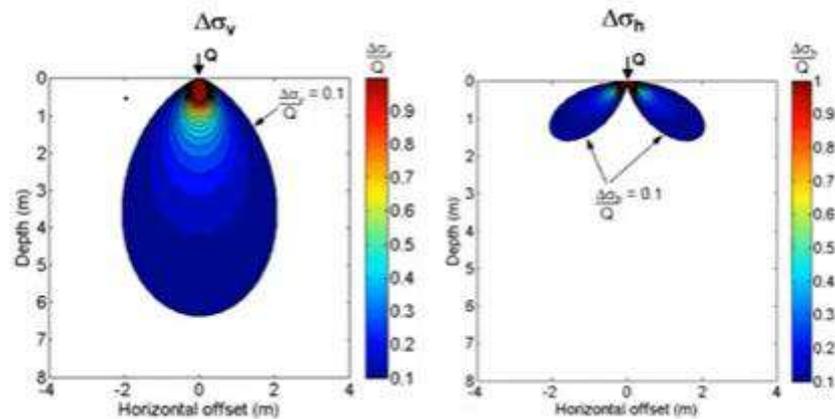


Figura N° 11: Zona de Influencia del esfuerzo para una carga por unidad de longitud [Knappett, 2014]

2.2.9. Conversión de presiones Triangulares a Rectangulares equivalentes ejercidas por el suelo en muros de contención.

Según J. Calavera. (1989). Podemos convertir una Presión con carga trapezoidal, ejercida por el suelo en muros de contención en una presión rectangular uniformemente repartida. Siguiendo las siguientes equivalencias de cálculo.

Para el caso de relleno de densidad $\gamma \text{ t/m}^3$ y sobre carga $q \text{ t/m}^2$, la distribución de presiones se indica en la figura 12 a). Para lo que nos ocupa podemos, dentro, de una precisión aceptable, sustituir la ley trapezoidal por la rectangular indicada en la figura 12 b) para el caso de un sótano y por la indicada en la figura 12 c) para el caso de 2 sótanos.

El valor del coeficiente de presión de suelos no sobre consolidados, viene dado por la expresión:

$$K' = 1 - \text{sen}\varphi \quad (59)$$

Donde:

φ = Ángulo de rozamiento o fricción interna del suelo.

Para el caso del proyecto, tenemos 2 Sótanos (1 estacionamiento + 2 semisótanos), por lo que tendremos que utilizar las fórmulas de la figura 12 c), para el cálculo del empuje de tierras equivalente.

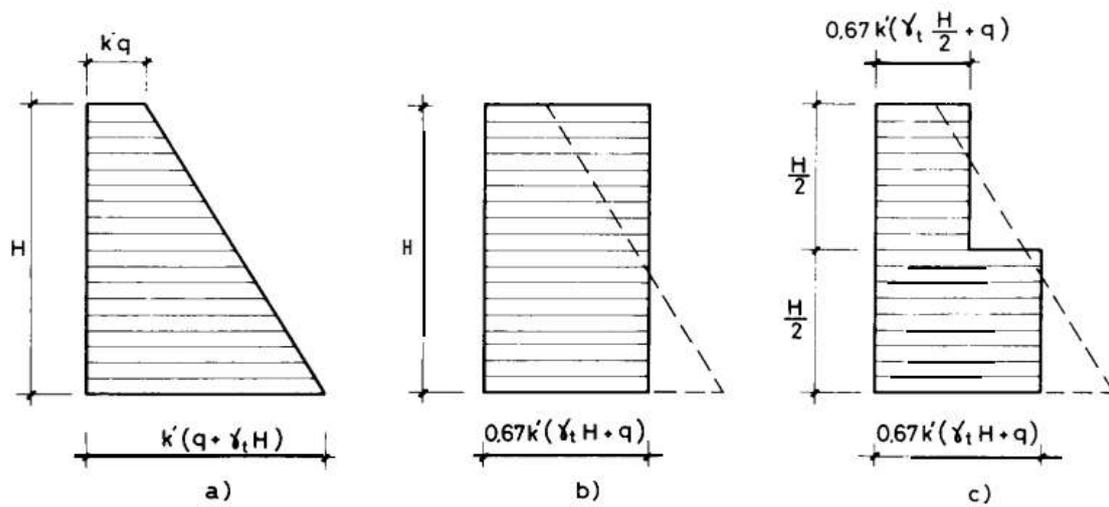


Figura N° 12: Equivalencia de la presión del terreno trapezoidal a rectangular (J, Calavera. 1989)

2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS.

Aceleración máxima del suelo (PGA): Es el valor máximo de la aceleración de un punto en particular del suelo en cualquier momento durante un terremoto. Algunas veces, la PGA se denomina aceleración de periodo cero, es decir, la aceleración espectral de respuesta de un oscilador elástico de un solo grado de libertad con periodo de cero o casi cero. (Beer et al. 2015)

Análisis Tiempo - Historia: Se basa en la aplicación de por lo menos cinco registros de aceleraciones horizontales (Acelerogramas) reales o artificiales y debiendo de normalizarse; de tal manera que la aceleración máxima corresponda al valor máximo esperado en el sitio del proyecto. (Villareal Castro, G. 2013)

Amortiguamiento: Mecanismo por el cual la estructura o el suelo disipan energía. El amortiguamiento se debe a: (K. Chopra. 2014)

- Amortiguamiento histerético por las características de la fuerza restauradora elasto-plástica (elementos estructurales y juntas)
- Por disipación de energía en el terreno (En elementos no estructurales).

Análisis Push over: Un análisis estático incremental para determinar la relación fuerza - desplazamiento o la curva de capacidad, para una estructura o elemento estructural. EL análisis consiste en aplicar cargas horizontalmente, en un patrón establecido, sobre un modelo computacional de la estructura, y graficar la fuerza cortante total aplicada y el desplazamiento lateral asociado a cada incremento, hasta que la estructura alcance una condición de estado límite o colapso. (ATC - 40. 1996)

Cimentación: Elemento estructural que tiene como función transmitir las acciones de carga de la estructura al suelo de fundación. (NTE - E.060. 2016)

Cortante Basal: Es la fuerza resultante total ocurrida producto de la combinación de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) o combinación cuadrática completa (CQC), según sea el caso, de las componentes inerciales y convectivas. (ASCE. 2001)

Deriva de entre piso: Diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos. (NTE E.030. 2018)

Deriva Normalizada: Cociente entre la deriva de entre piso y la altura libre o separación de dos entrepisos consecutivos. (NTE E.030. 2018)

Elementos Estructurales: Son aquellos elementos que soportan los esfuerzos y deformaciones que tiene una determinada estructura, siendo para de ella. (Villareal. 2013)

Espectro de respuesta Elástica: Respuesta máxima de una estructura ante un sismo, muestra la aceleración máxima absoluta de la vibración de la estructura. mide la reacción de una estructura ante la vibración del suelo que la soporta (K. Chopra. 2014)

Espectro de respuesta inelástica: El espectro de diseño inelástico se obtiene de forma directa aplicando un factor de reducción, conocido como factor de reducción al espectro de respuesta elástico, y es la respuesta escalada de la estructura ante un sismo. (NTE E.030. 2018)

Factor de reducción Sísmica: Factor que depende del tipo de sistema estructural y que reduce las acciones del sismo, debido al periodo de retorno esperado o la intensidad esperada del sismo, permite el escalamiento del sismo y con el cual se pasa del espectro elástico al espectro inelástico. (NTE E.030 - 2018)

Microzonificación Sísmica: División de una región o de un área urbana en zonas más pequeñas, que presentan un cierto grado de similitud en la forma como se ven afectadas por los movimientos sísmicos, en suelos cuya respuesta dinámica frente a terremotos son semejantes. (Goyta Torres, IR y Villanueva Inca, R. 2001)

Modos de vibración: Un modo de vibración es un patrón o forma característica en el que vibrará un sistema estructural. (K. Chopra. 2014)

Módulo de Balasto: cociente entre la presión vertical y el asentamiento experimentado. (Freiré Tellado, M. 2001)

Módulo de elasticidad: Es la relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente para esfuerzos de tensión o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material. También conocido como módulo de Young o módulo de Young de elasticidad, designado por el símbolo “E”. (NTP 339.047. 2014)

Periodo de vibración: Tiempo necesario para que el sistema efectúe un ciclo completo de vibración. (Yépez F. 2001)

Piso blando: Fenómeno que se da cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor al 70% de la rigidez del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los pisos superiores (NTE E. 030 - 2018)

Plata de cimentación: es una placa de concreto apoyada sobre el terreno la cual reparte el peso y las cargas del edificio sobre toda la superficie de apoyo. (Código técnico de la edificación. España)

Profundidad de desplante: Profundidad hasta la cual se llevan los elementos estructurales que transmiten el peso de la estructura al suelo de cimentación. (Braja M. Das. 2001)

Respuesta Estructural: el término Respuesta se utiliza en general para incluir cualquier cantidad de respuesta, como el desplazamiento, la velocidad o la aceleración de la masa; una fuerza interna o el esfuerzo interno de la estructura. (K. Chopra. 2014)

Sismo: Es todo movimiento, vibración o sacudida brusca de la superficie terrestre causado por el desplazamiento relativo de las placas geológicas. (Kuroiwa J. 2008)

Sistema estructural: Sistema resistente que aporta rigidez a la estructura ante fuerzas horizontales (NTE - E.020. 2016)

Suelos Blandos: Suelos flexibles de baja capacidad portante y elevada deformabilidad con velocidades de propagación de ondas menores a 180 m/s. (NTE E. 030 - 2018)

Suelo de Fundación: Se denomina suelo de fundación a la capa del suelo donde se apoya la estructura, es el encargado de recibir y disipar las cargas que le transfiere la fundación. (Braja M. Das. 2001)

Vibración forzada: Vibración de un sistema causado debido a una fuerza externa. Vibración que resulta de regular e irregular elementos excitantes que llamados también vibraciones forzadas. (K. Chopra. 2014)

Vibración libre: Vibración de un sistema bajo la acción de fuerzas inherentes al mismo, y en ausencia de fuerzas externas aplicadas. La respuesta del sistema se denomina en vibración libre cuando el sistema es perturbado y luego se lo deja en vibración libre, para que vibre a través de una determinada posición. (K. Chopra. 2014)

3. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Ubicación Geográfica.

La presente investigación comparó los modelos de cálculo de Interacción suelo estructura con la Norma técnica E.030 al determinar la respuesta estructural en la Torre II de la Clínica Limatambo S.A.C, cuya sede en estudio se encuentra ubicada en el departamento, provincia y distrito de Cajamarca.



Figura N° 13: *Ubicación de la Clínica Limatambo*

3.2. Época de la Investigación.

La investigación se desarrolló en el año 2021, y se culminó en el mes de agosto. La metodología desarrollada aun no es de aplicación en el Reglamento Nacional de Edificaciones en nuestro país. Las investigaciones en el área de la Interacción Suelo Estructura aún no se terminan por desarrollar, siendo un tema novedoso en nuestra región.

3.3. Descripción de la Estructura en Estudio.

3.3.1. Descripción General

El edificio de la Torre II de la clínica Limatambo, empezó con la elaboración del expediente técnico a partir del año 2009, la construcción empezó en el año 2012. En el año 2014, se inauguró y empezó el funcionamiento. En la actualidad, la estructura se distribuye con 1 sótano, 2 semisótanos, 1 mezanine para atención de emergencias, y 4 niveles superiores.

Su configuración estructural se compone de pórticos en las dos direcciones, con losa aligerada de 20 cm de espesor, la cual ha sido construido con bloques de poliestireno expandido de dimensiones 0.30x0.15x1.20 m. Además, se han construido muros de contención en los sótanos, y todo se encuentra cimentado sobre una platea de cimentación de 40cm de espesor.

En la tabla N° 30, se muestra la distribución de niveles, área construidas y uso de los ambientes, todos los niveles cuentan con ascensor de acceso con capacidad para 16 personas, lo cual ha sido obtenido del expediente Técnico de la Clínica Limatambo SAC.

Tabla N° 30: Distribución de los Niveles de la Torre II de la Clínica Limatambo Cajamarca (Expediente Técnico Clínica Limatambo)

Nivel	Área Construida (m ²)	Distribución de ambientes
Sótano 2	597	Estacionamiento: Acceso mediante, escaleras y ascensor.
Semi sótano y Sótano 1	582.6	Laboratorio de Rayos X: 01 tomógrafo, 01 cámara hiperbárica, 01 mamografía, 01 cuarto de rayos X, ecografías, revelado, 10 consultorios, 01 call center, 04 baños
Primer Nivel	573.6	Emergencia: 01 Triage, Zona vehicular, 01 consultorio, 01 tóxico, 01 cuarto de Traumashock, sala de observación.
Segundo Nivel	460	Hospitalización: 13 habitaciones, 15 baños, 01 estar.
Tercer Nivel	460	Hospitalización: 13 habitaciones, 15 baños, 01 estar.
Cuarto Nivel	460	Consultorios (Rehabilitación Física) 01 estar, 10 consultorios, 09 baños.

3.3.2. Propiedades y especificaciones Técnicas de los Elementos Estructurales y del Suelo para cimentación de la Torre II de la Clínica Limatambo (en Adelante la Edificación)

Las propiedades de los elementos estructurales de la edificación, se han obtenido de las especificaciones Técnicas del Expediente Técnico de la clínica Limatambo, lo cual ha sido corroborado con los planos de la clínica. Las propiedades mecánicas de los materiales y de los elementos estructurales se muestran en la tabla N° 31.

Tabla N° 31: Propiedades y especificaciones Técnicas de los Elementos Estructurales
(Expediente Técnico Clínica Limatambo)

PROPIEDADES	ELEMENTO ESTRUCTURAL / VALOR	
Resistencia a la compresión ($f'c$)	Vigas	280 kg/cm^2
	Columnas	280 kg/cm^2
	Placas / muros estructurales	280 kg/cm^2
	Plataea de cimentación	210 kg/cm^2
	Losa Aligerada	280 kg/cm^2
Peso unitario del concreto	2400 kg/m^3	
Módulo de Elasticidad (E)		
Concreto $f'c$ 210 kg/cm^2	217370.65 kg/cm^2	
Concreto $f'c$ 280 kg/cm^2	250998.01 kg/cm^2	
Esfuerzo de fluencia del acero (f_y)	4200 kg/cm^2	
Módulo de poisson (μ_c)	0.15	
Recubrimiento libre	Plataea de cimentación	10 cm
	Resto de elementos	4 cm
	Elementos enterrados	7cm
Peso unitario del acero	7850 kg/cm^2	
Módulo de elasticidad del acero	2100000 kg/cm^2	
Longitud de traslapes	\varnothing 3/8"	0.40 m
	\varnothing 1/2"	0.50 m
	\varnothing 5/8"	0.70 m
Dimensiones de la plataea de cimentación	25.7 x 22.73 x 0.40	

3.3.3. Propiedades y especificaciones Técnicas del Suelo de Cimentación:

Las propiedades del suelo se obtuvieron del Estudio de Suelos del Expediente Técnico de la Torre II de la Clínica Limatambo, el cual ha sido elaborado por el Ing. Javier Colina Bernal, quién realizó ensayos de laboratorio e in situ del suelo de cimentación, que fueron obtenidas mediante muestras de calicatas, y se muestran en la tabla N° 32

Tabla N° 32: Propiedades y especificaciones Técnicas del Suelo de Cimentación
(Expediente Técnico Clínica Limatambo)

PROPIEDADES	VALOR
Tipo de Suelo (Clasificación SUCS)	CL (Suelo arcilloso Limoso, arcillas de baja plasticidad)
Módulo de corte del suelo (G)	1406 kg/cm^2
Módulo de elasticidad del suelo	420 kg/cm^2
Coefficiente de Balasto	2.25 kg/cm^3

Módulo de poisson(μ_s)	0.42
Peso Específico del Suelo (γ_s)	1840 kg/m^3
Densidad del suelo (ρ_s)	0.187 $T. s^2/m^4$
Ángulo de fricción Interna	19°
Cohesión (C)	0.18 kg/cm^2
Asentamiento máximo permisible de la cimentación	4.94 cm
Profundidad de la cimentación	-2.50 m (bajo el último nivel)
Coefficiente de Seguridad de la Cimentación (FS)	3
Capacidad portante del suelo q_a	1.04 kg/cm^2
Velocidad de ondas de corte: \bar{V}_s	< 180 m/s

3.4. Metrado de Cargas.

Para el Metrado de cargas, se tomó en cuenta los pesos establecidos en la norma técnica E.020: Cargas, del Reglamento Nacional de Edificaciones, y a continuación, se hace un resumen de las cargas aplicadas en la estructura.

En el diseño de acuerdo al expediente técnico, se consideró una Sobre Carga de 450 Kg/m^2 , esto se ha basado en la recomendación de la norma para Hospitales, donde considera una sobre carga de 400 Kg/m^2 en pasadizos y escaleras. Sin embargo, la norma no es una limitante, por lo que se consideró en el diseño una Sobre Carga de 450 Kg/m^2 .

- Cálculo del Peso del Poliestireno para la losa aligerada:

Tabla N° 33: Cálculo del Peso del Poliestireno para losa aligerada.

DESCRIPCION	CANTIDAD POR M2	DENSIDAD Kg/m3	VOLUMEN POLIESTIRENO	PESO DEL POLIESTIRENO (kg/m2)
Peso de Tecnopor 1.20x30x15	2.0833	20	0.054	2.250

- Cargas obtenidas de la Norma técnica E.020 de acuerdo al uso de la edificación

Tabla N° 34: Metrado de Cargas Norma técnica E.020

DESCRIPCION	CARGA MUERTA Kg/m2	CARGA VIVA kg/m2	CARGA VIVA AZOTEA (kg/m2)
Peso de acabados	100		
Peso tabiquería Móvil	120		
Sobre carga		450	
Carga de Azotea			100

- Luego, las cargas que se usaron en el Software computacional Etabs, son las siguientes:

Tabla N° 35: Cargas para aplicar al programa Etabs v.18

CARGAS PARA APLICAR AL ETABS	Carga (Kg/m²)	Ton/m²
CARGA MUERTA C.M	222.25	0.2225
SOBRE CARGA C.V	450	0.45
SOBRECARGA AZOTEA C.V.A	100	0.100
CARGA MUERTA AZOTEA C.M.A	102.03	0.10203

3.5. Análisis Sísmico Considerando la Base Empotrada

3.5.1. Análisis Sísmico Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes:

Realizar el análisis Sísmico Estático, solo es recomendado en edificios ubicados en la zona 1, de acuerdo a la microzonificación Sísmica de la norma técnica E.030, o para edificios regulares con altura menor a 30 m. Sin embargo, en la presente tesis se lo desarrolló con la finalidad de comparar los resultados. En su configuración estructural, la edificación en estudio solo tiene muros en los sótanos, por lo cual se trabajó con sistema estructural de pórticos.

La edificación se diseñó con la norma técnica de diseño sismo resistente E.030 con resolución Ministerial del 2006, en la cual se consideraba solo 3 zonas sísmicas, por lo que, para poder realizar el análisis de la edificación, se la adecuó a los parámetros sísmicos acorde a la Norma técnica E.030 vigente.

Tabla N° 36: Parámetro de Sitio (NTE E. 030 – 2018, Expediente Técnico Clínica Limatambo)

CARACTERÍSTICA	DESCRIPCIÓN	PARÁMETRO	VALOR
Factor de Zona	Distrito de Cajamarca	Zona 3 (Z)	0.35
Tipo de Suelo	Suelo Blando	S3	-
Factor de Suelo	Suelo S2 y Zona sísmica Z=3	S	1.15
Periodo que define el inicio de la plataforma de respuesta.	Depende del tipo de suelo	T_p	0.60
Periodo que define el descenso de la plataforma de respuesta.	Depende del tipo de suelo	T_L	2.00
Factor de Amplificación Sísmica	Está en función del periodo fundamental de la edificación. $T < T_p$	C	2.5

Factor de Uso	Edificación Esencial A_2	U	1.50
Sistema Estructural	Pórticos	-	-
Coefficiente básico de Reducción	De pórticos de concreto armado	R_0	8
Regularidad Estructural en altura	No existe irregularidades	I_a	1
Regularidad Estructural en planta	No existe irregularidades	I_p	1
Coefficiente de Reducción de las Fuerzas sísmica	Sistema de pórticos $R = R_0 * I_p * I_a$	R	8
Peso Sísmico de la estructura	Se considera el peso desde el Primer al Octavo Nivel	P	1780.46 tn

a. Metrado de Cargas

Luego, con la finalidad de calcular el Cortante Basal de la edificación, se realizó el metrado de cargas (Anexos), y el cuadro resumen se muestra a continuación:

Tabla N° 37: Resumen del Metrado de cargas por Nivel

Resumen de Cargas por Nivel								
Nivel	Columnas	Losas	Vigas	CM	CV	CM Total	CV Total	Total (CM+0.5CV)
Cuarto Nivel	13.155	93.640	56.297	157.078	105.481	320.168	107.163	373.7495
Tercer Nivel	27.991	93.640	56.297	157.078	105.481	335.004	107.163	388.5855
Segundo Nivel	27.991	93.640	56.297	157.078	105.481	335.004	107.163	388.5855
Primer Nivel	27.285	93.640	56.297	157.078	105.481	334.298	107.163	387.8795
Emergencia	19.278	62.594	53.714	78.882	52.698	214.466	54.381	241.6565
								1780.46

b. Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura.

Para la distribución de la Fuerza Sísmica en Altura, primero se hizo el cálculo del cortante basal, para lo cual en función a los parámetros de sitio se calculó el factor de cortante Basal y se lo multiplicó por el Peso Sísmico Obtenido del Metrado de cargas, obteniendo así el Cortante Basal Estático, como tenemos el mismo Coeficiente de Reducción para X, Y, el cortante basal será el mismo en ambas direcciones, y de igual manera la distribución de la Fuerza Sísmica.

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P = \frac{0.35 * 1.15 * 2.5 * 1.5}{8} * 1780.46 \text{ tn} = 447.89 \text{ Tn} \quad (60)$$

Luego, en función al cortante Basal estático, se distribuyó la Fuerza Sísmica en Altura, como era de esperarse la distribución de la fuerza sísmica es ascendente desde el primer al último nivel, y los resultados se muestran a continuación:

Tabla N° 38: Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura.

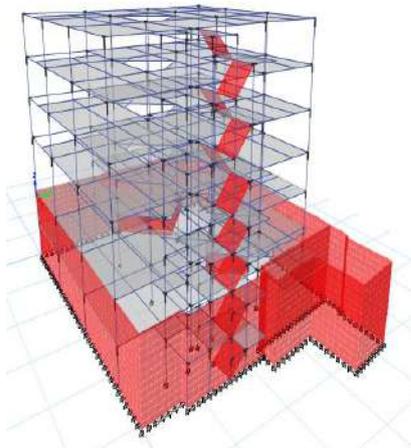
Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura en X e Y									
Piso	Pi	h	Hi	K	(Hi) ^k	Pi*(hi) ^k	α _i	V	F _i
Cuarto Nivel	373.750	3.150	13.900	1.025	14.800	5531.493	0.364	447.891	162.814
Tercer Nivel	388.586	3.150	10.750	1.025	11.400	4429.875	0.291	447.891	130.389
Segundo Nivel	388.586	3.150	7.600	1.025	8.000	3108.684	0.204	447.891	91.501
Primer Nivel	387.880	3.000	4.450	1.025	4.600	1784.246	0.117	447.891	52.517
Emergencia	241.657	1.450	1.450	1.025	1.500	362.485	0.024	447.891	10.669
Σ	1780.46	13.900			15216.782	1.000	447.891

3.5.1.1. Análisis Sísmico Estático Utilizando el programa Etabs v18.

Procedimiento de análisis:

Para el modelamiento de la Torre II de la Clínica Limatambo, se utilizó el Software Etabs v18, y a continuación se muestra el procedimiento de análisis, el cual se mejoró continuamente con la interpretación y modificación de datos de acuerdo a los resultados obtenidos.

- a) Definición de materiales.
- b) Definición de secciones (Vigas, Columnas, Placas, Muros, Losa Aligerada.)
- c) Dibujo de las Secciones.
- d) Asignación de Brazos Rígidos.
Asignar apoyos, para el modelo empotrado en la base.
- e) Definir los patrones de carga. (Carga Muerta, Carga Viva, sismos estáticos tanto en X + 0.05(excentricidad e), y de la misma forma en Y+0.05e)



Periodo fundamental de vibración Estático:

El Periodo fundamental de vibración para para cada dirección se estima con la siguiente fórmula.

$$T = \frac{h_n}{C_T} \tag{61}$$

Figura N° 14: Asignación de brazos Rígidos en los elementos frame

$C_T = 45$, Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean.

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

$$T = \frac{14.55}{C_T}$$

Donde h_n , es la altura total de la edificación y es igual a 14.55 m (No se está considerando la altura de los sótanos)

$$T = \frac{14.55}{45} = 0.3233$$

Luego:

$$T < T_p = 1, \quad \text{entonces } C = 2.5$$

Luego el Coeficiente del Cortante en la Base, C (En el programa), se obtiene reemplazando la siguiente ecuación

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} * P = \frac{0.35 * 1.50 * 2.50 * 1.15}{8} * P = 0.188672P$$

Como el programa ya considera el peso de la edificación, solo se considera 0.2625, y un K igual a 1.

Patrones de Carga: Sismo Estático en X e Y:

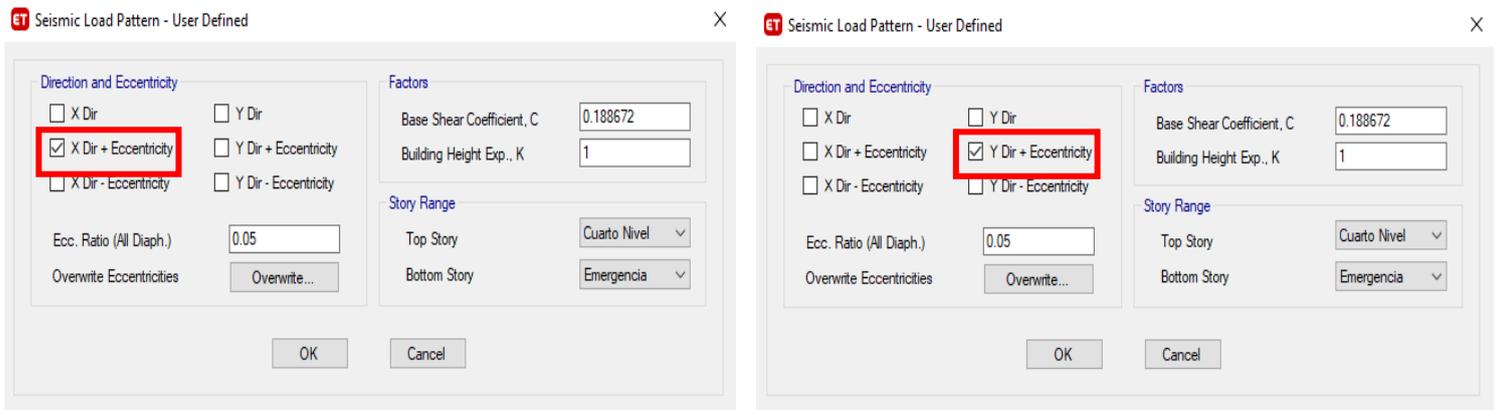


Figura N° 15: Factor de cortante Basal y definición de la dirección de análisis en el programa Etabs v18

- f) Asignación de las cargas
 g) Asignación de piers en Columnas y Placas, para poder ver las fuerzas internas en estos elementos estructurales.
 h) Definición y Aplicación de Diafragmas rígidos, en este caso pese a que el análisis sísmico se está considerando solo desde para los niveles que no están enterrados,

se está considerando el diafragma en los sótanos, con la finalidad de obtener sus desplazamientos en el diafragma rígido y comparar con el resto de niveles.

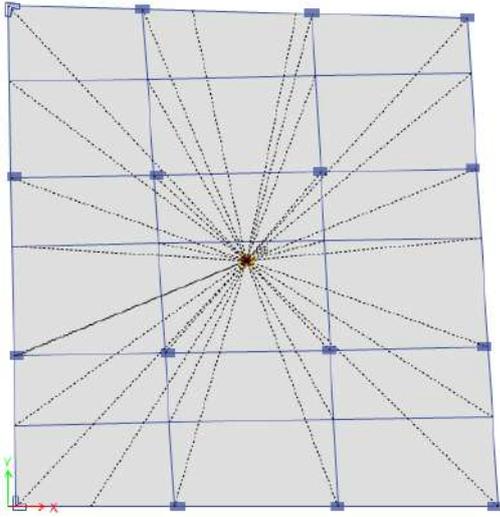


Figura N° 16: Asignación de diafragma rígido.

- i) Luego, se ha asignado las presiones del terreno, empuje de tierras pasivo, activo en los muros del sótano.
- j) Ensamble de losas con vigas, para permitir la transferencia de cargas.
- k) Ensamble de losas con muros, igualmente, para permitir la transferencia de cargas de las losas que está apoyadas sobre los muros.
- l) Definición de masa sísmica considerando la excentricidad del 5%, se ha considerado 4 casos de excentricidad.

Para una edificación esencial, se tiene que el Peso Sísmico de la estructura considera el “total de la carga permanente más un porcentaje de 1 carga viva”, además, se ha considerado la excentricidad de la masa con un valor de 5%. (58)

$$\text{Peso sísmico} = 100\% \text{ CM} + 50\% \text{ CV} + 25\% \text{ CVtecho}$$

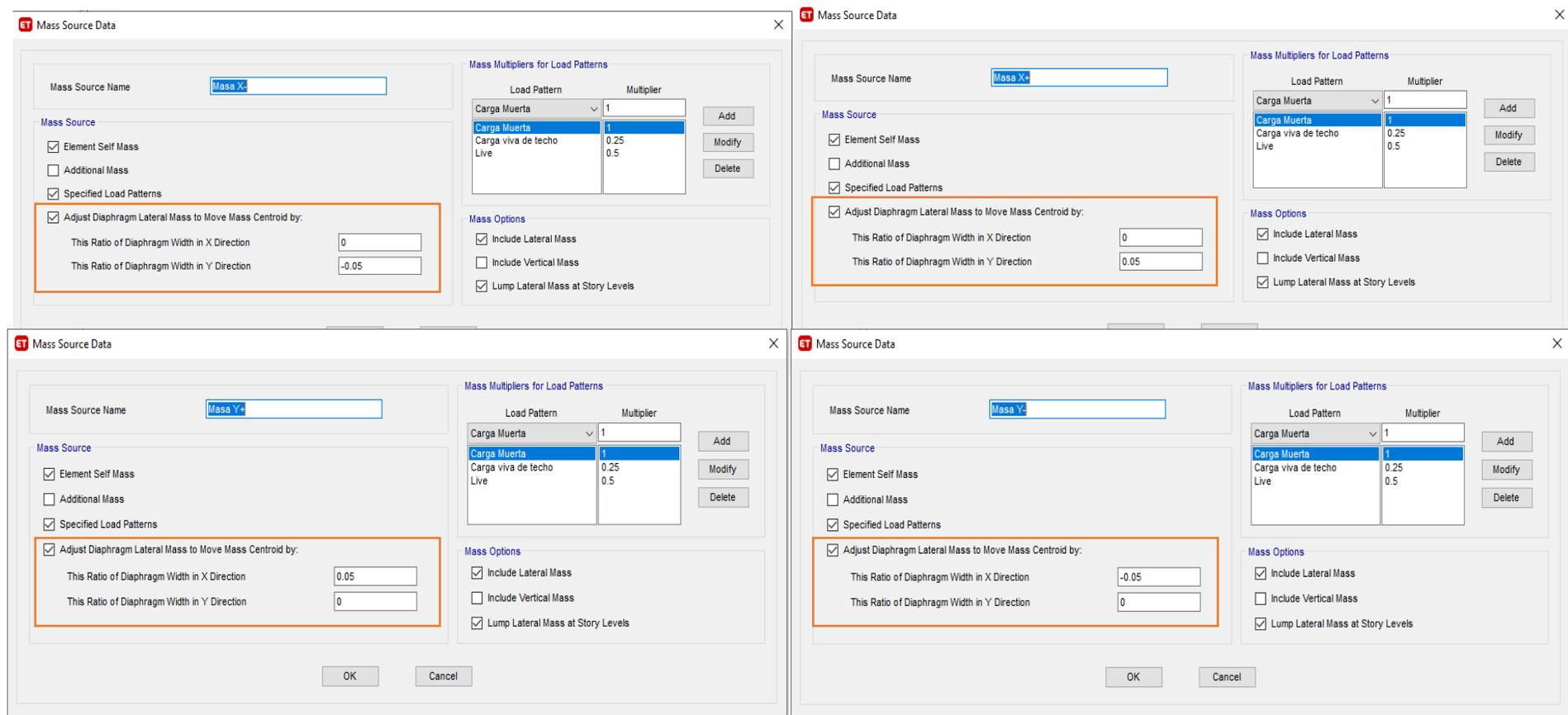


Figura N° 17: Definición de la Masa con excentricidad accidental de ±5% en X e Y

- m) Discretización de los Muros, con la finalidad de uniformizar la transferencia de cargas, y sobre todo simular el apoyo del muro en varios puntos en la unión con el suelo, se ha discretizado los muros, cada 0.5m.
- n) Discretización de las losas aligeradas, el programa ya lo hace por sí solo la discretización, pero la longitud discretizada, debe ser igual a la de los muros.
- o) Un paso muy importante en este modelo, es liberar momentos en las vigas que se apoyan en elementos de poco espesor y que no cumplen su longitud de desarrollo, se libera los momentos para que trabajen como vigas simplemente apoyadas y no se genere momentos en la longitud apoyada

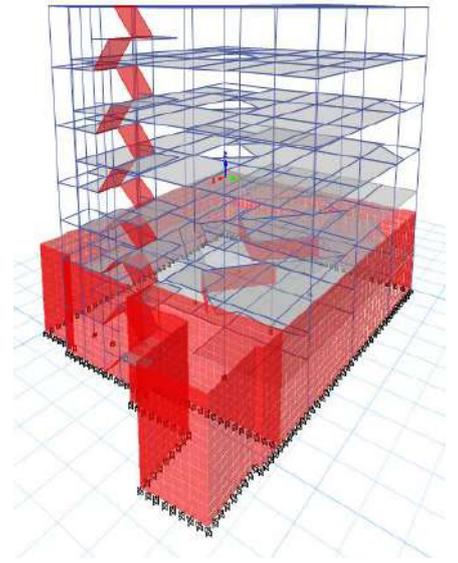


Figura N° 18: Discretización de las placas

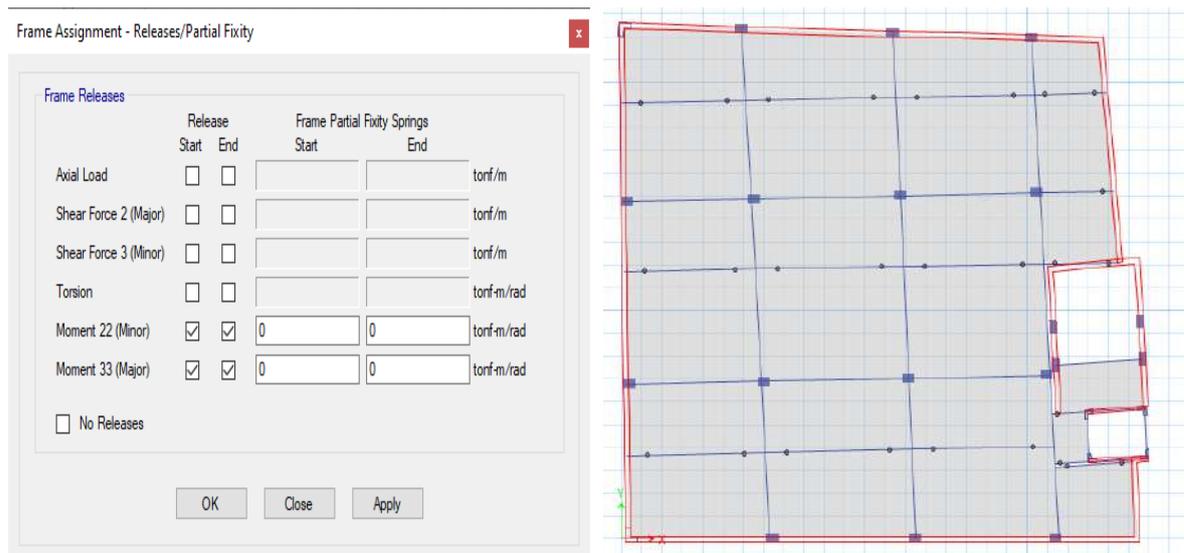


Figura N° 19: Liberación de momento en elementos en los cuales no cumple la longitud apoyada

Cálculo del Cortante Sísmico, para el análisis estático:

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

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} * P = \frac{0.35 * 1.50 * 2.50 * 1.15}{8} * P = 0.188675P$$

$$V = \frac{0.35 * 1.15 * 2.5 * 1.5}{8} * 1780.46 \text{ tn} = 447.891 \text{ Tn}$$

3.5.2. Análisis Dinámico Modal Espectral

3.5.2.1. Espectro de Respuesta Norma técnica E.030 - 2018

Definición del Espectro de diseño:

Para el cálculo del Espectro de pseudo aceleraciones se utilizaron los parámetros ya calculados anteriormente, como se tiene el mismo sistema estructural en ambas direcciones, y no se tiene ninguna irregularidad estructural, solo se definió un espectro de pseudo aceleraciones, ya que es el mismo para ambas direcciones de análisis, los parámetros para la construcción del espectro, se muestran en la Figura N° 20.

DATOS	FACTORES	DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
Z	0.35	R ₀	8	8
U	1.50	I _a	1.00	1.00
S	1.15	I _p	1.00	1.00
TP	0.60	1.00	8	8
TL	2.00	g	1m/s ²	

Figura N° 20: Parámetro de sitio para la construcción del Espectro de Pseudo Aceleraciones.

En la figura N° 21 se muestra el espectro de pseudo aceleraciones, en las direcciones de análisis tanto X, como en Y, es el siguiente:

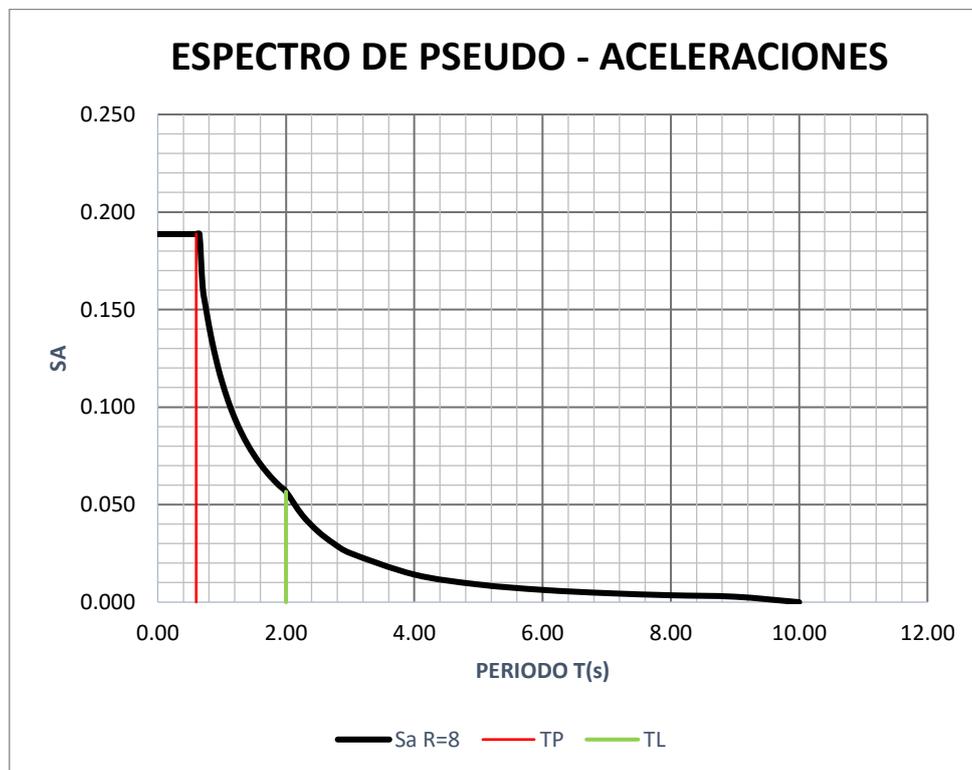


Figura N° 21: Espectro de Pseudo Aceleraciones X-X, Y-Y

3.5.2.2. Análisis Dinámico Espectral en el programa Etabs v18

Para realizar el análisis dinámico Modal Espectral, se continuó el modelamiento del análisis sísmico estático, complementado con la definición del espectro de respuesta, y del sismo dinámico para cada dirección de análisis.

- a) Se definió el espectro de pseudo aceleraciones, tal como se muestra en la figura 22, que permitió enlazar nuestros casos espectrales; además, para poder considerar los casos de carga con la excentricidad accidental recomendada en la Norma técnica E.030, se ha enlazado los casos dinámicos a las fuentes de masa definidas con cada una de las excentricidades en las cuatro direcciones ($X+$, $X-$, $Y+$, $Y-$)

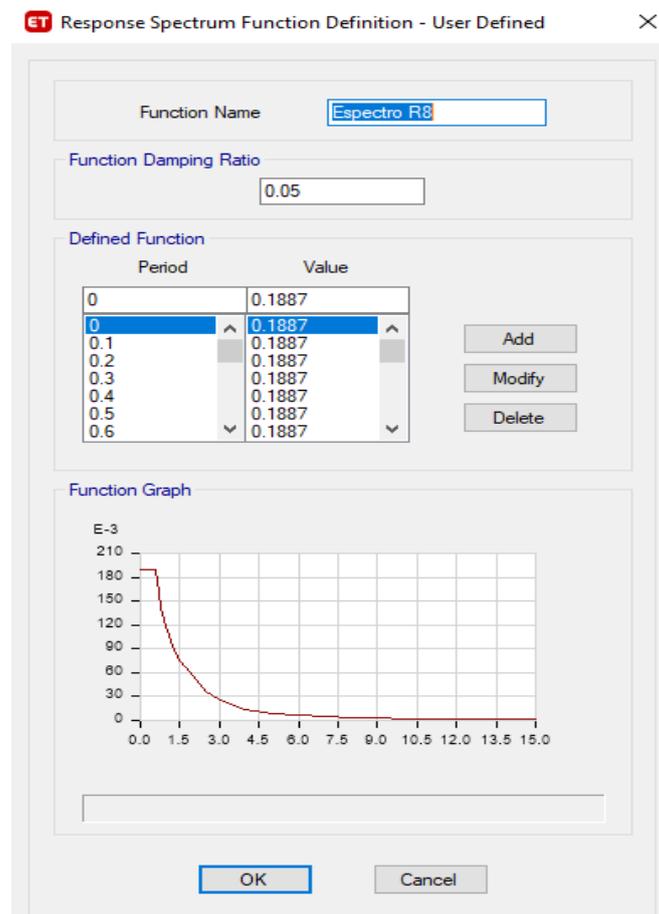


Figura N° 22: Definición del Espectro de Pseudo aceleraciones en Etabs

b) Excentricidad accidental.

Según el Numeral 25.5 de la Norma técnica E.030 2018, nos indica que debemos considerar una excentricidad accidental del 5%, debido a la incertidumbre de la ubicación del centro de masa. Para poder enlazar las excentricidades de la masa a los casos espectrales, se ha seguido el siguiente procedimiento:

- **Definición del Caso No lineal Estático.**

Con la Finalidad de enlazar las fuentes de masa con la excentricidad, se definieron los casos de análisis no lineal, los cuales incluyen las fuentes de masa definidas previamente con las excentricidades, se definió tanto los casos no lineales que enlaces las excentricidades de masa positivas y negativas; en la Figura N° 23 solo se muestran los valores positivos.

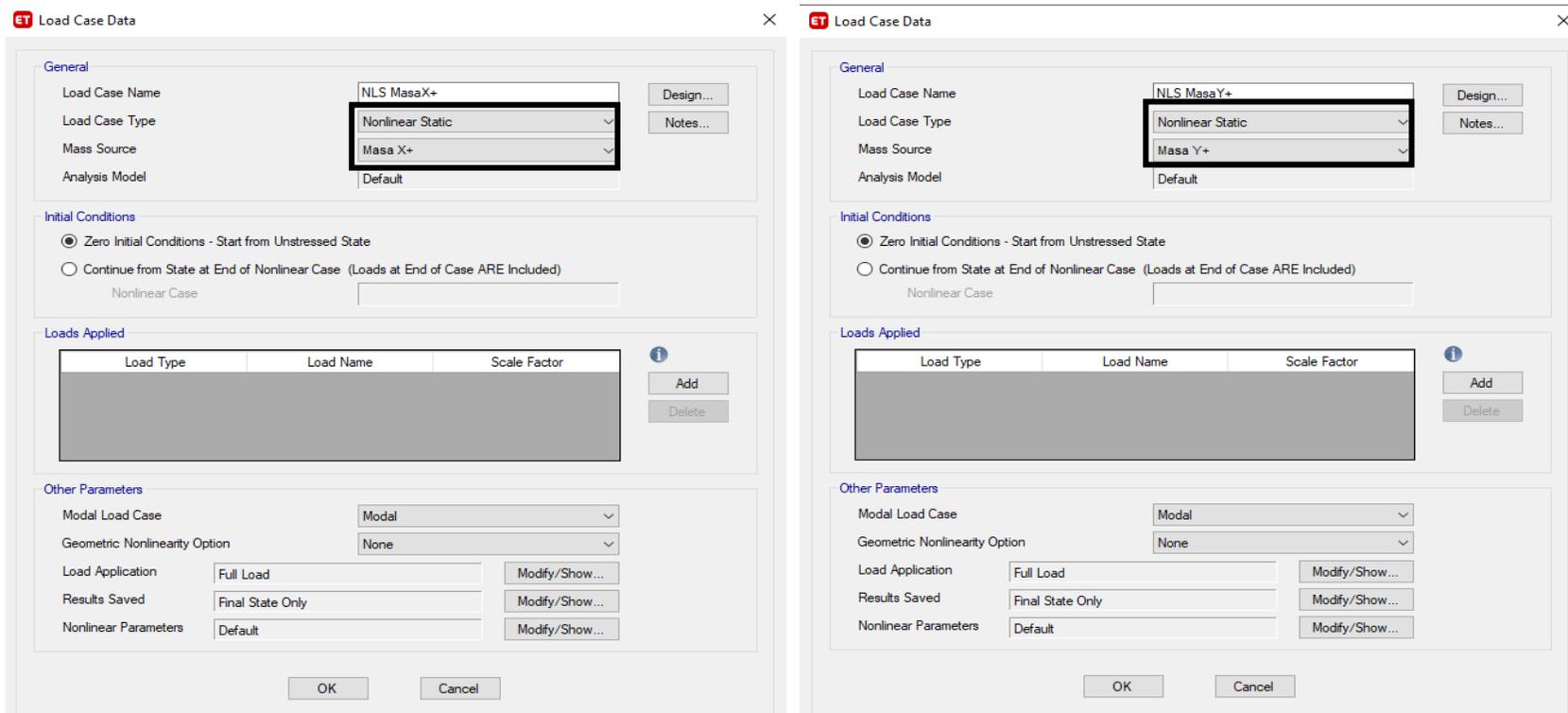


Figura N° 23: Definición caso Análisis no Lineal Estático para enlazar las masas con la excentricidad (X+, Y+)

- Definición Casos Modales

Como se ha considerado las cuatro excentricidades, de igual manera, se definieron los cuatro casos modales, uno para cada excentricidad, para considerar las excentricidades de las masas se ha enlazado los casos no lineales Estáticos que consideraron las excentricidades de las masas.

Además, se consideró los sub casos modales de tipo Eigen, y se definió tres grados de libertad dinámica por nivel, considerando en este caso los 5 niveles incluyendo el nivel de “Emergencia”. En la figura N° 24, se muestra la definición de dos de los cuatro casos Modales:

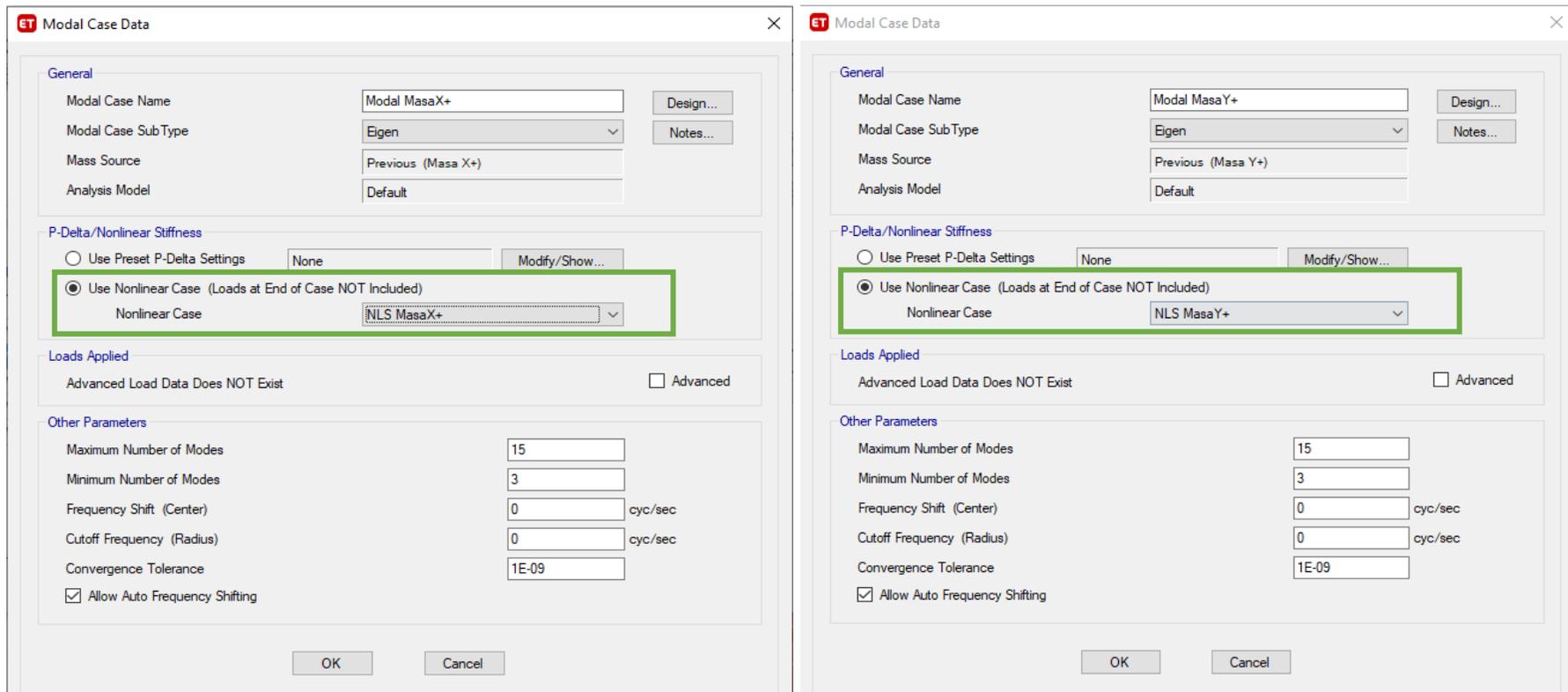


Figura N° 24: Definición Casos Modales enlazados de los Análisis No Lineales con las excentricidades de Masa(X+, X-, Y+, Y-)

- **Definición Casos Espectrales.**

Ya definidos los casos modales, se definieron los cuatro casos espectrales, los cuales se enlazaron a los casos modales con la excentricidad de la masa correspondiente. Además, se consideró la fuerza sísmica en la dirección vertical, que según la norma técnica E.030, es equivalente a una fracción del peso igual a 2/3 de ZUS, como en la Figura N° 25.

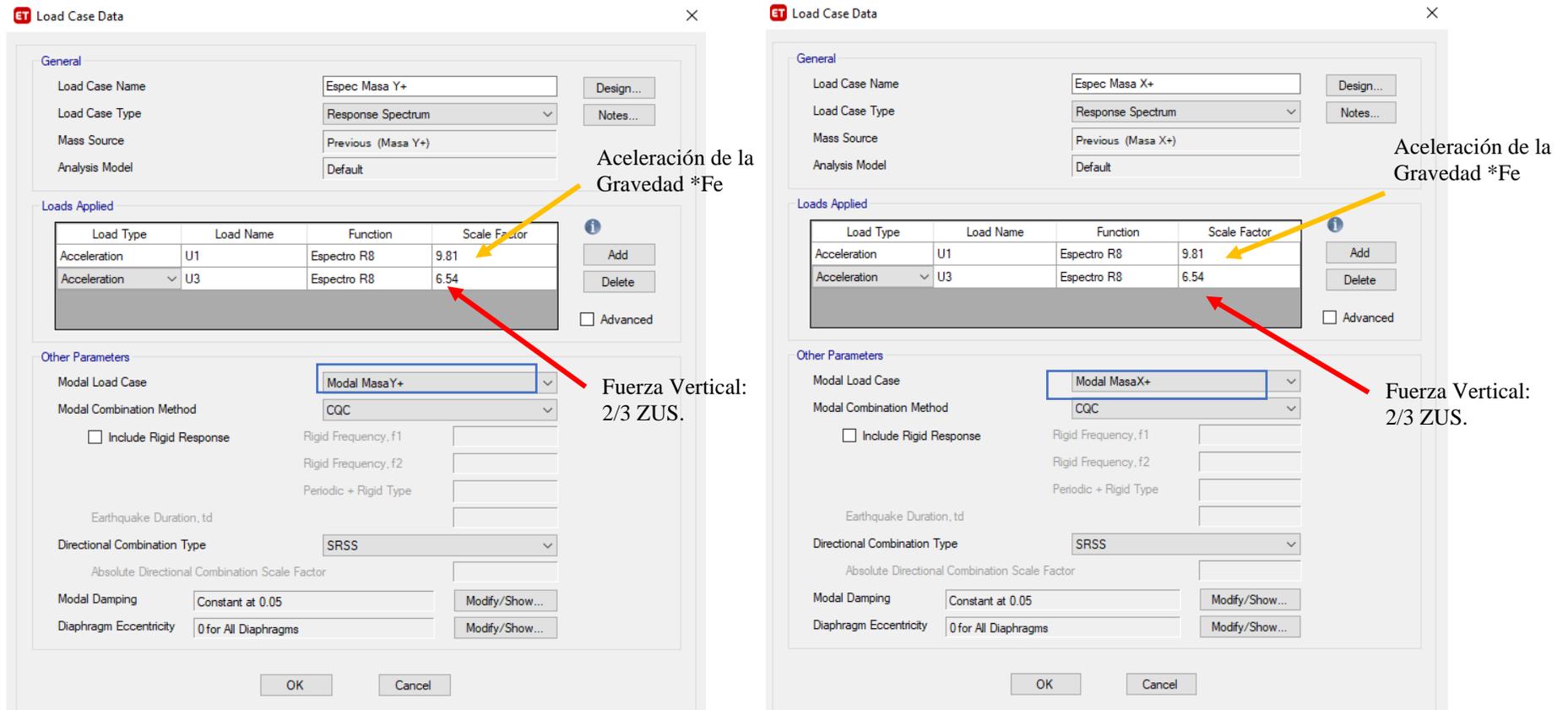


Figura N° 25: Definición de los casos espectrales, para cada dirección de Análisis considerando la excentricidad de la Masa

- Definición de los Sismos Dinámicos

Por último, para la definición de los Sismos Dinámicos, se generó una envolvente que consideró en un solo caso el Espectral con la excentricidad positiva y la excentricidad negativa, mediante una combinación como la que se muestra en la figura N° 26:

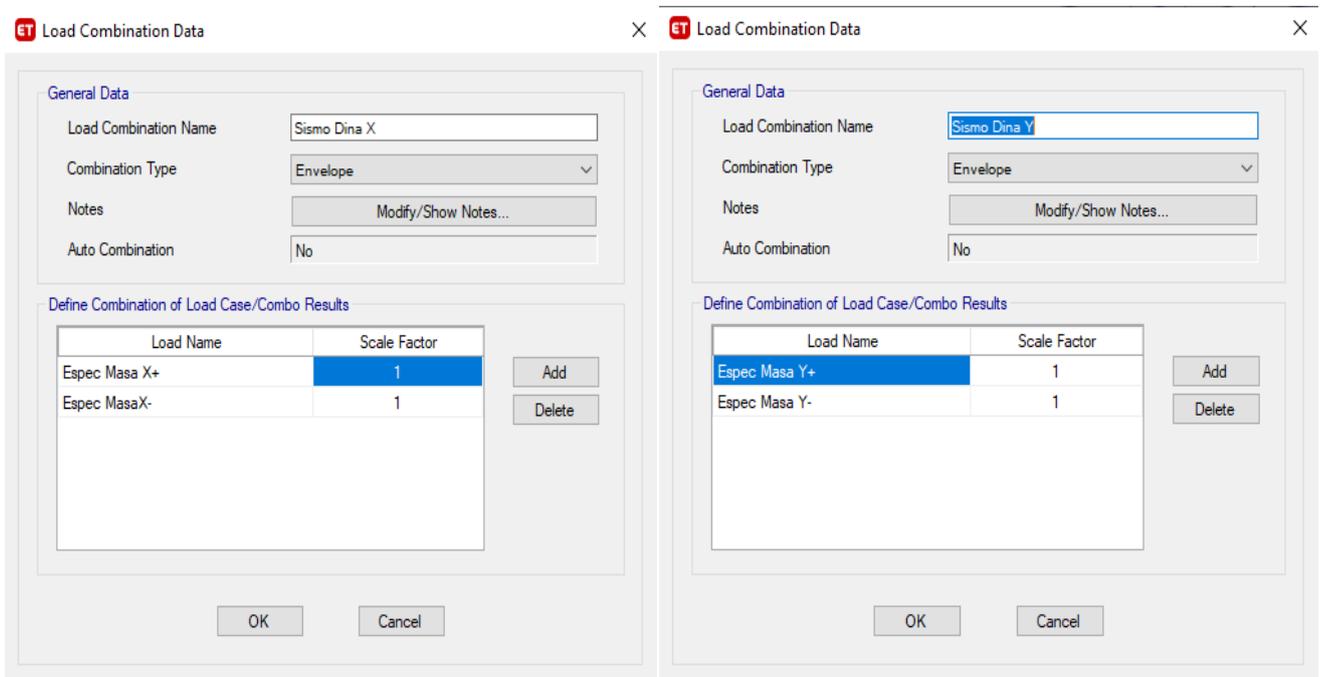


Figura N° 26: Definición de los sismos Dinámicos, mediante la envolvente de casos espectrales con excentricidad positiva y negativa

3.5.3. Análisis Dinámico Tiempo – Historia.

Según el ítem 24.2 de la Norma técnica E.030, “se hará el análisis dinámico Tiempo - Historia con fines de verificación, más no de diseño, y no puede sustituir al análisis Sísmico Estático y Dinámico.”

“Para el análisis se usan como mínimo tres conjuntos de registros de aceleraciones del terreno, cada uno de los cuales incluye dos componentes en direcciones ortogonales”. Para poder escoger los registros sísmicos, se consideró que los valores de las aceleraciones hayan sido registrados en un suelo igual al de estudio, o con características similares. (NTE E.030 2018)

“En resumen, los perfiles de suelos obtenidos con el método MASW para la ciudad de Arequipa - Cercado, evidenciaron la presencia de suelos superficiales conformados por

una capa I de poco espesor y baja velocidad, asentada sobre otra con espesores que fluctúan entre 5 a 12 metros y velocidades Vs alrededor de los 350 m/s correspondientes a suelos blandos a duros.” (Hernando T. 2014). Siendo los perfiles de suelos muy parecidos al suelo de estudio; por lo que, los datos de los registros sísmicos se tomaron de las estaciones de la ciudad de Arequipa; las estaciones que se consideraron son:

- Estación Characato, Arequipa, Instituto Geofísico de la Universidad San Agustín, Characato, Arequipa
- Estación de la Universidad Nacional San Agustín, Arequipa, Arequipa
- Gerencia Zonal de SENCICO, Arequipa, Arequipa (SCARQ)

Tabla N° 39: Registros Sísmico Analizados (IGP)

Nombre	Fecha	Magnitud	Epicentro	Estación
Lamas 2005	25 de septiembre de 2005	7.2 MI	90 km al NE de Moyobamba, departamento de San Martín	UNSA
Terremoto del sur del Perú 2018	14 de enero de 2018	6.8 MI	A 40 Kilómetros al sur de lomas, Arequipa	SCARQ
Pisco 2007	15 de agosto de 2007	6.8 MI	60 km al Oeste de Pisco	Characato

3.5.3.1.Registros Sísmico

Basado en la Norma técnica E.030, para el análisis tiempo historia se escogieron tres conjuntos de aceleraciones de registros del terreno, escalados a un espectro objetivo elástico de acuerdo a la norma técnica E.030 en el que se consideró 5% de amortiguamiento.

El escalamiento del sismo, se lo hizo con el programa SeismoMatch 2020, para lo cual los valores de las aceleraciones espectrales de los registros sísmicos utilizados, en el rango de periodos entre $0.2T$ y $0.5T$ (T: Periodo Fundamental) se escalaron para ser mayores a las aceleraciones del espectro elástico obtenido con los parámetros sísmicos ya anteriormente mostrados de acuerdo a la norma técnica E.030. Este escalamiento se hizo para cada componente del sismo por separado y para cada uno de los modelos analizados. (Base empotrada y considerando la ISE)

Las consideraciones que se han tomado al momento de elegir los Sismos han sido:

- Los datos de aceleraciones se han obtenido con condiciones parecidas al suelo de estudio.
- Se cuenta con los registros sísmicos completos, los cuales se obtuvieron de la página del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres - CISMID (www.cismid.uni.edu.pe)
- Los datos de los registros sísmicos están completos para cada componente por separado, y se tienen considerando 5% de amortiguamiento.

Los acelerogramas han sido escalados al espectro objetivo, y según la norma debemos escalar en el rango de $0.2T$ y $1.5T$, donde las aceleraciones espectrales del registro escalado, deben estar sobre el espectro elástico ($R=1$) de la norma. Para nuestro caso, se ha escalado en todo el rango de periodos.

En la Figura N° 27, se muestra el espectro Elástico de Pseudo aceleraciones, que fue nuestro espectro objetivo.

- Espectro Elástico de Aceleraciones, $R=1$.

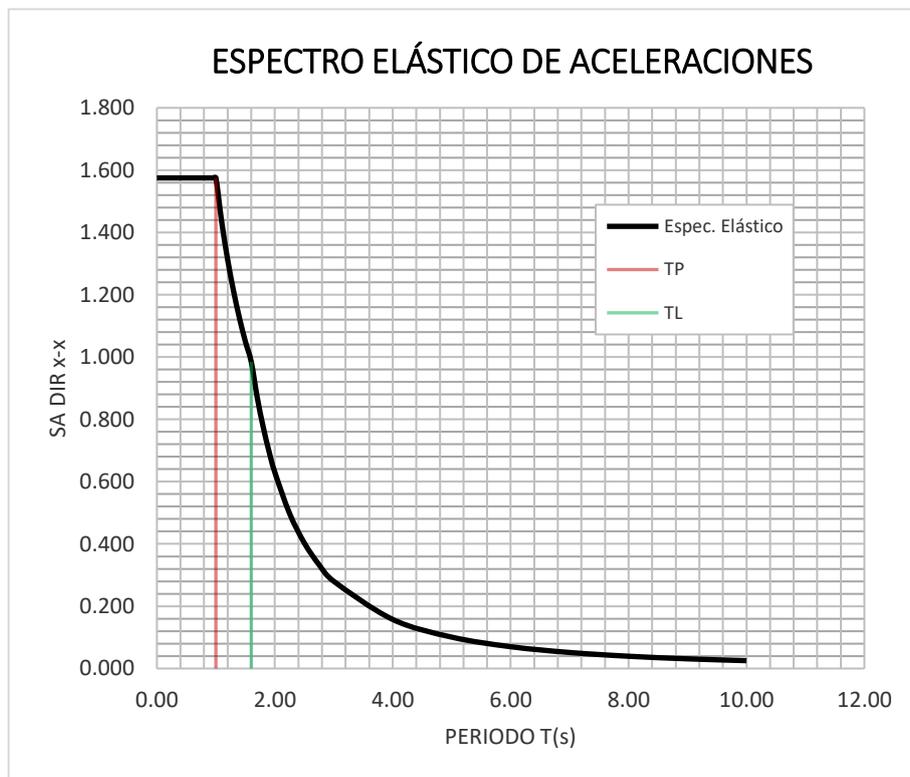


Figura N° 27: Espectro de Pseudo Aceleraciones Elástico.

3.5.3.2. Análisis Dinámico Tiempo – Historia con el Programa Etabs.

a. Definición de la Función Tiempo Historia para cada componente

Cuando se realizó el análisis Dinámico Tiempo Historia, se cargó los tres pares de registros sísmicos, previamente escalados con el programa SeismoMatch; mediante la definición de la función “Tiempo Historia”; para el análisis se optó por considerar la dirección EW de la aceleración del sismo, como la dirección X del sistema de coordenadas globales, y la dirección NS, como la dirección Y del sistema de coordenadas globales de la estructura, puesto que era el par que nos generó una mayor respuesta estructural.

A continuación, se presenta la definición de las funciones de los Sismos Lamas 2005, Pisco 2007 y Terremoto del sur del Perú 2018. Las unidades en las que se definió los análisis Tiempo historia están en cm/s^2 ; por lo que, al definir el factor de escala de la función, se utilizó la corrección con un factor de escala de 0.01 para que las unidades sean compatibles, con las unidades globales definidas que están en m/s^2 .

Escalamiento con el Programa SeismoMatch:

- Sismo de Lamas 2005

Tabla N° 40: Escalamiento del Registro Sísmico del sismo Lamas 2005 dirección EW según NTE E.030

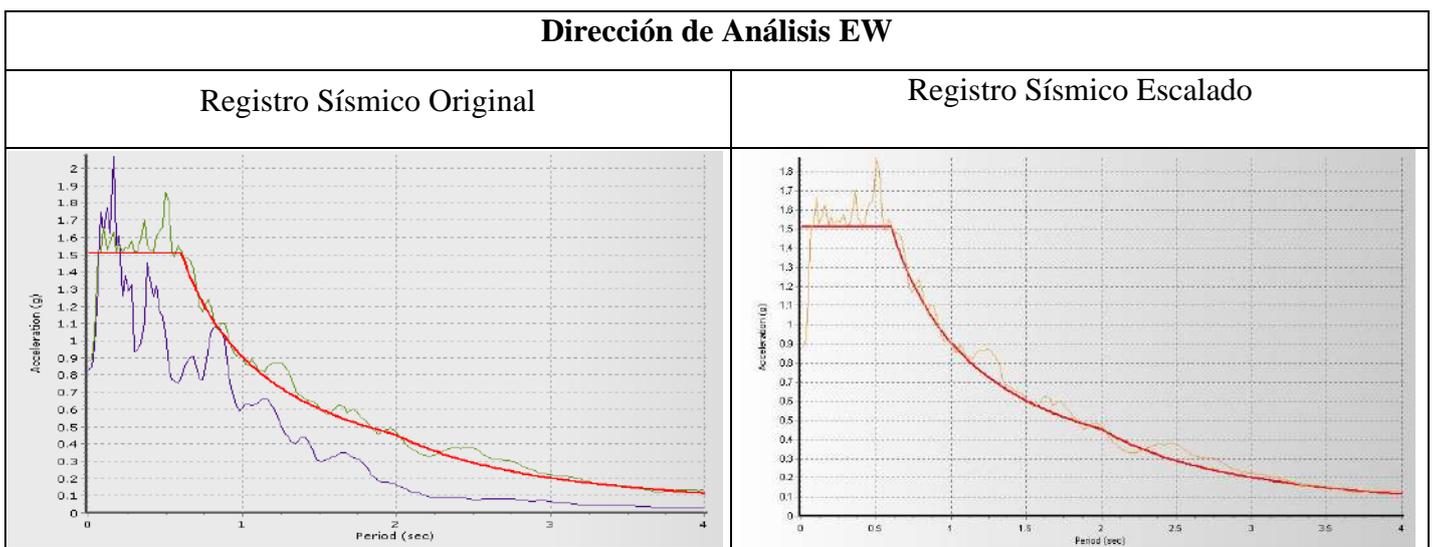
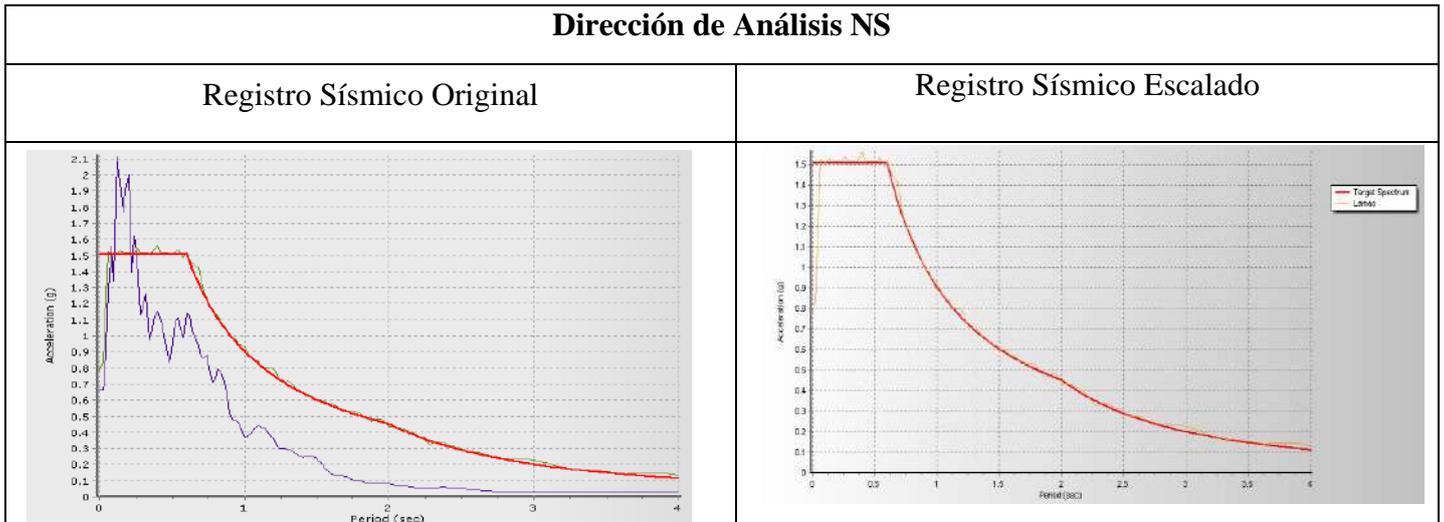


Tabla N° 41: Escalamiento del Registro del sismo Lamas 2005 NS según NTE E.030



- Sismo del sur del Perú 2018

Tabla N° 42: Escalamiento del sismo Sur del Perú 2018 EW según NTE E.030

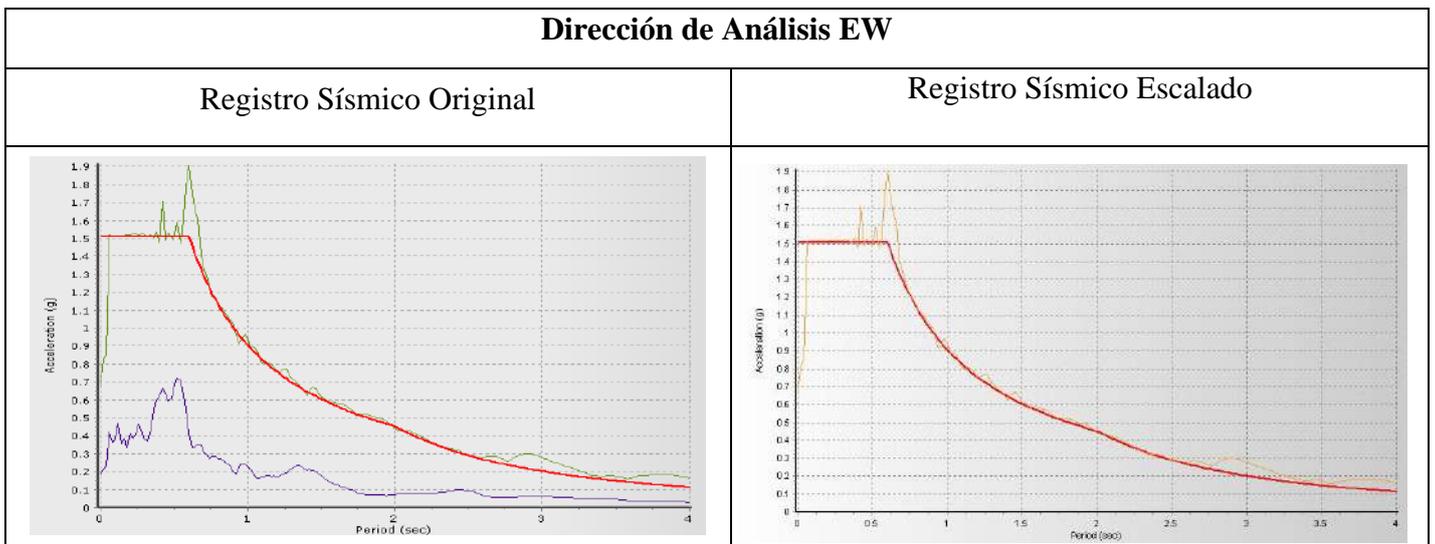
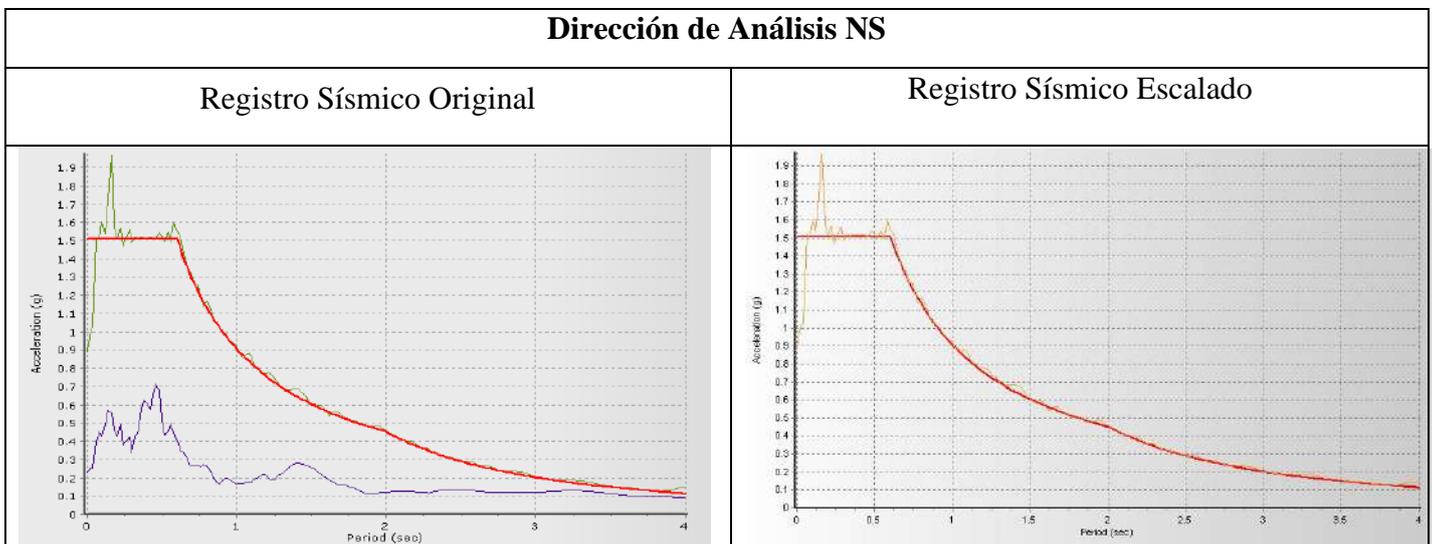


Tabla N° 43: Escalamiento del sismo Sur del Perú 2018 NS según NTE E.030



- Sismo de Pisco 2007

Tabla N° 44: Escalamiento del Registro del sismo de Pisco 2007 EW según NTE E.030

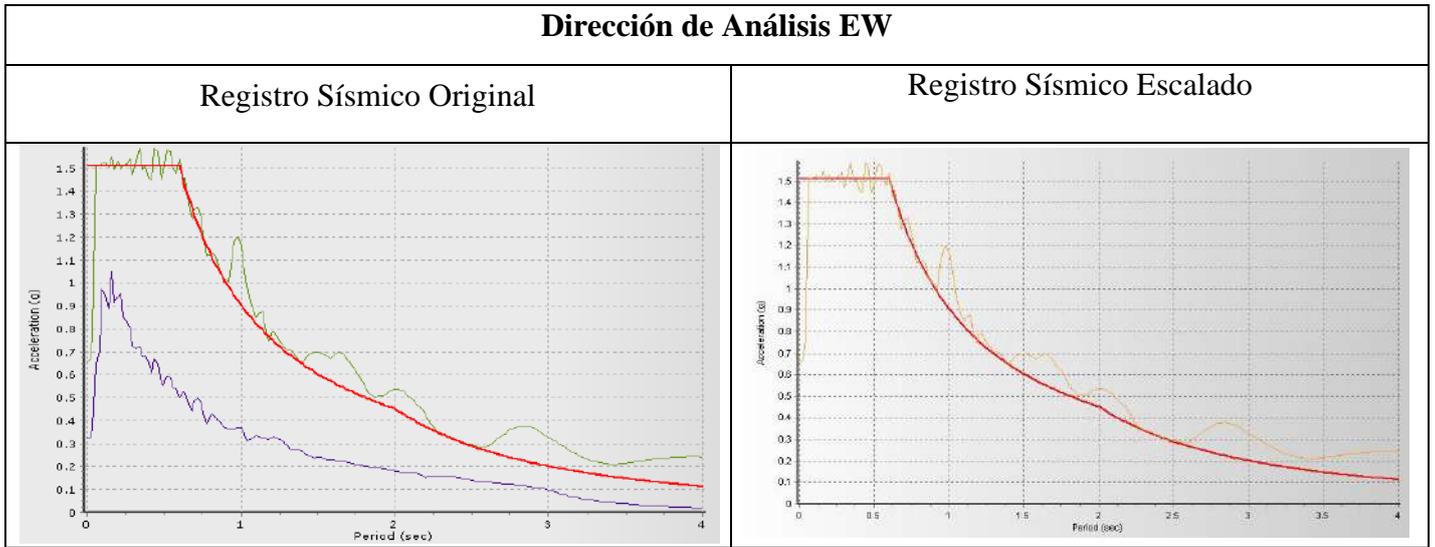
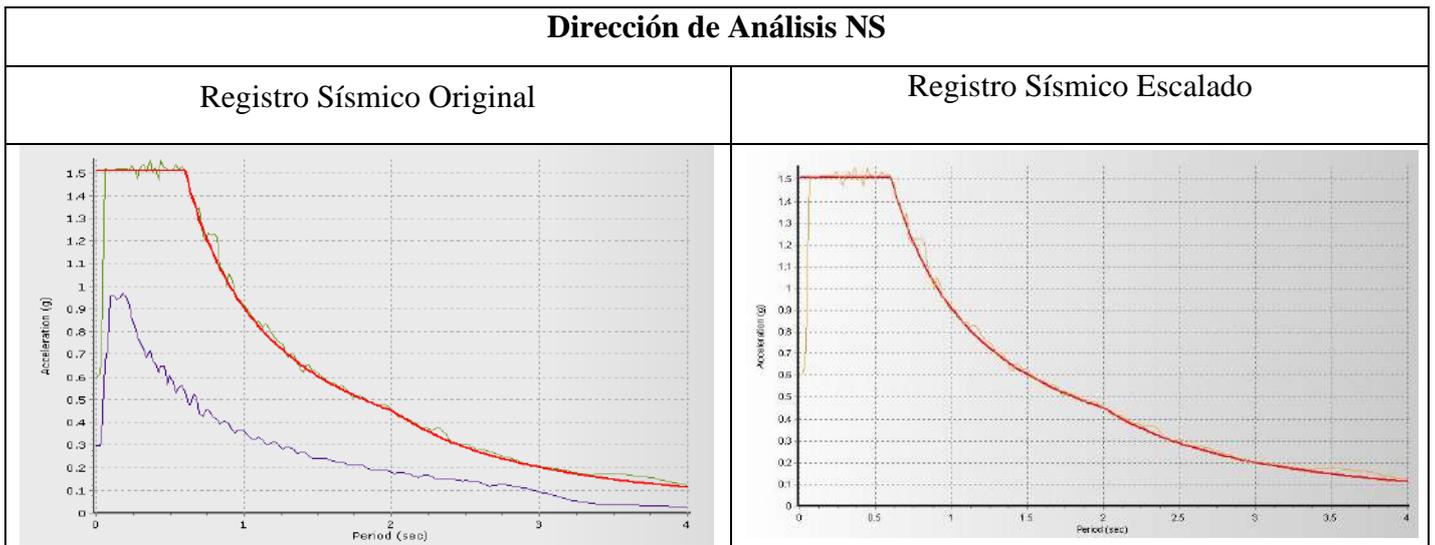


Tabla N° 45: Escalamiento del Registro del sismo de Pisco 2007 NS según NTE E.030



b. Definición de la Función Tiempo Historia para cada componente en el programa Etabs

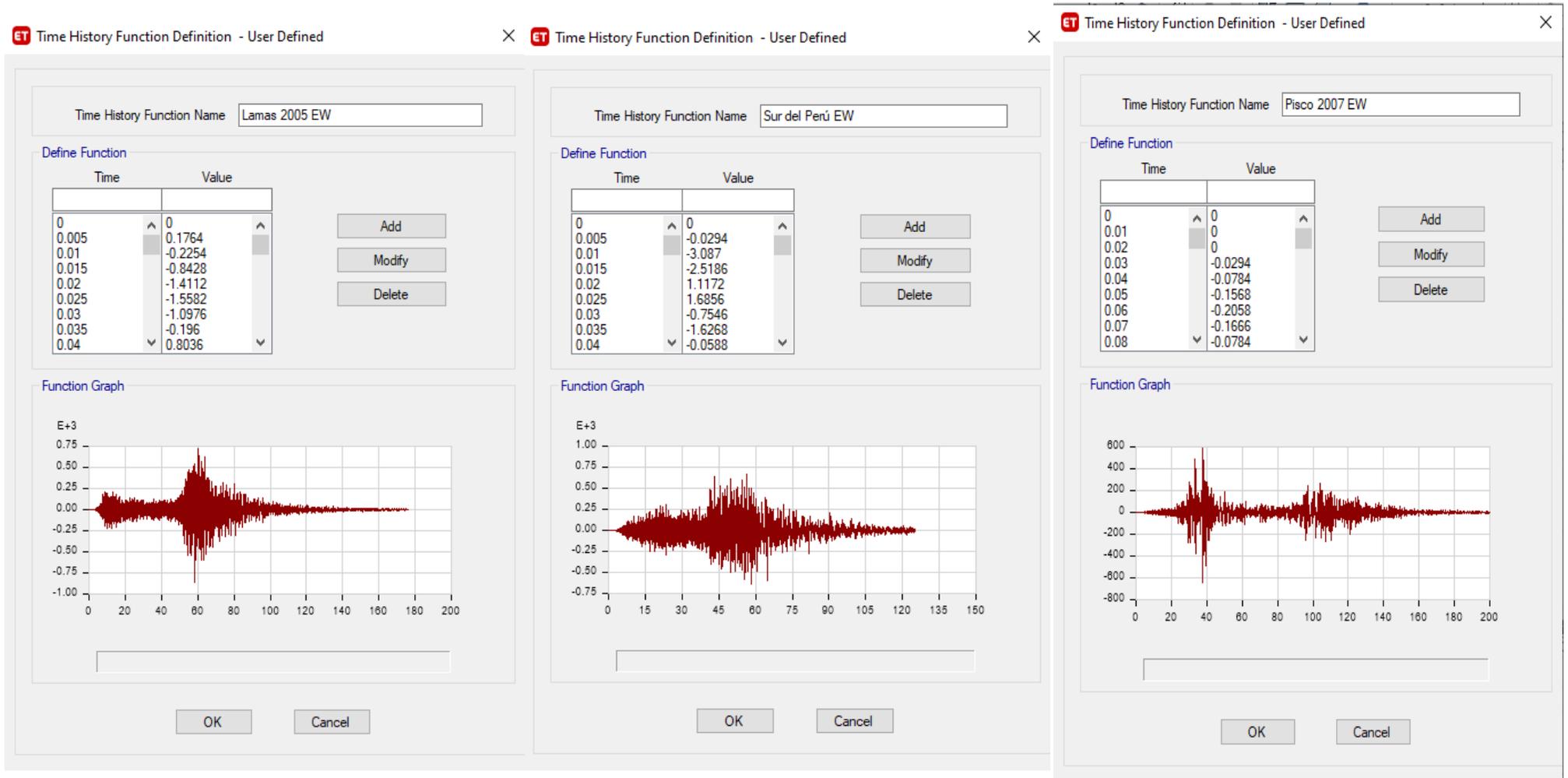


Figura N° 28: Definición de las Funciones Tiempo Historia en la Dirección EW

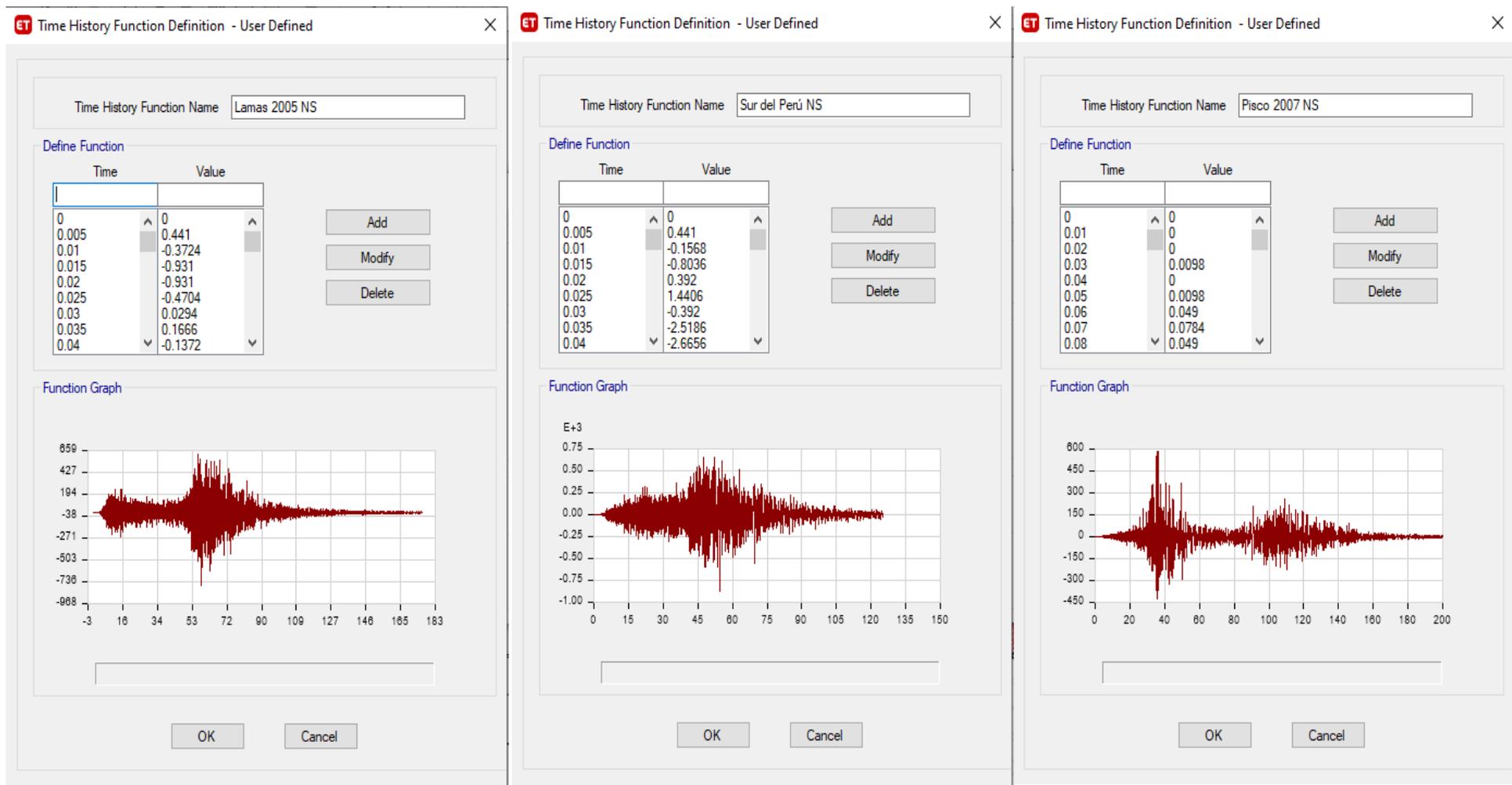


Figura N° 29: Definición de las Funciones Tiempo Historia en la Dirección NS

c. Definición del caso de Análisis Tiempo Historia Lineal en el programa Etabs

Para la definición del Análisis Tiempo Historia Lineal, se ha definido la aceleración para cada Función Tiempo Historia ($EW - X$, $NS - Y$). Y se ha considerado un número de pasos de tiempo, que, multiplicado por el intervalo de digitación considerado para obtener la respuesta estructural, nos dé, el Tiempo registrado de cada sismo. Para todos los casos se ha considerado un amortiguamiento constante de 5% para cada modo.

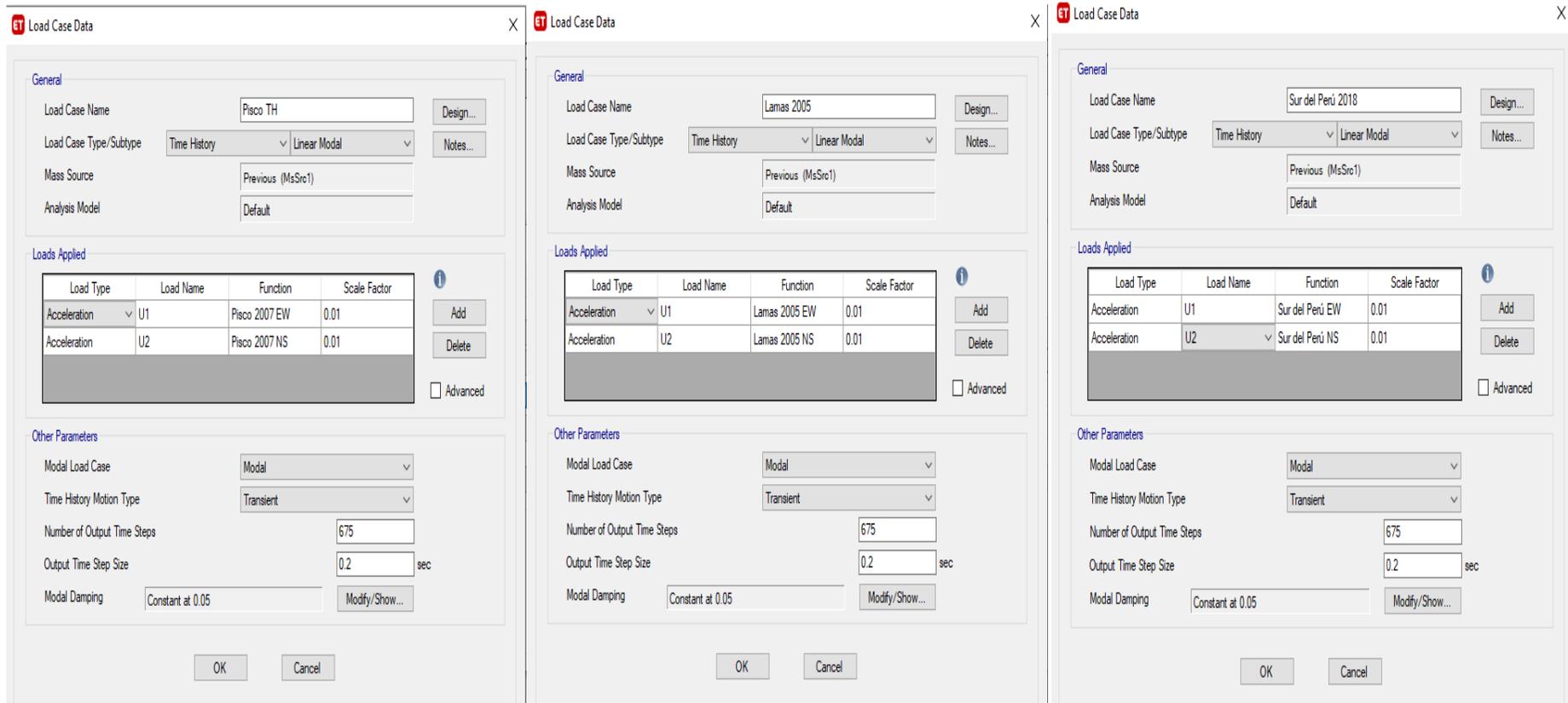


Figura N° 30: Definición de las Funciones Tiempo Historia en la Dirección NS

3.6. Modelos Considerando la Interacción Suelo Estructura

3.6.1. Pre dimensionamiento de Interacción Suelo Estructura

De la ecuación N° 1, La relación de la rigidez estructural del suelo es:

$$0.0975 \approx 0.1$$

Como se puede apreciar, el coeficiente obtenido es aproximadamente 0.1, con lo cual, según la bibliografía analizada, se debería de considerar los efectos de Interacción Suelo Estructura.

3.6.2. Verificación del efecto de sobre presiones.

De la ecuación N° 02, la profundidad mínima del sótano debe ser igual a:

$$Prof = 2.37 m$$

Para despreciar el efecto de sobre presiones en el sótano, la profundidad 2.37, debe ser menor a la altura de los sótanos. Como la altura Total desde el último sótano (Sótano 02) hasta el Nivel del piso terminado es de 5.05 m, luego se despreció el efecto de sobre presiones.

3.6.3. Modelos dinámicos de Interacción Suelo Estructura

Los modelos que se estudiaron en la presente tesis, se han basado en el libro de Villareal Castro, Genner. 2017. “Interacción Suelo Estructura en edificios con plateas de cimentación”

3.6.3.1. Modelo Dinámico D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV

Se procedió a reemplazar los datos en las ecuaciones ya antes mencionadas para el Modelo Dinámico D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV:

1. Ya que el Tipo de suelo de la Clínica Limatambo, de acuerdo a la clasificación SUCS, es CL (Arcillas de plasticidad media) y con un Índice de Liquidez ($0 < I_L < 0.5$), luego de la tabla 03, se ha asumido el Coeficiente $C_0 = 1.60$
2. Reemplazando en la Fórmula N° 05 y N° 06, se ha obtenido la magnitud de la presión estática del suelo " ρ " para la platea y el coeficiente D_0 .

Tabla N° 46: Presión estática del Suelo y coeficiente D_0

$\rho(\text{kg}/(\text{cm}^2))$	D_0
0.518	1.175

3. Luego, se aplicó la fórmula N° 04 para calcular los coeficientes de desplazamiento y compresión de la base en el modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov.

Tabla N° 47: Coeficientes de desplazamiento y compresión de la base modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov.

$C_x(\frac{\text{tn}}{\text{m}^3})$	$C_z(\frac{\text{tn}}{\text{m}^3})$	$C_{\phi x}(\frac{\text{tn}}{\text{m}^3})$	$C_{\phi y}(\frac{\text{tn}}{\text{m}^3})$
2225.252	3030.946	3416.723	3499.08

4. Por último, de la fórmula 03, se despejó para calcular los coeficientes de rigidez por el Modelo Dinámico D.D Barkan – O.A. Savinov.

Tabla N° 48: Coeficientes de Rigidez Modelo Dinámico D.D Barkan – O.A. Savinov

Coeficientes de Rigidez Modelo Dinámico D.D Barkan – O.A. Savinov				
$K_x(\frac{\text{tn}}{\text{m}})$	$K_y(\frac{\text{tn}}{\text{m}})$	$K_z(\text{tn} * \text{m})$	$K_{\phi x}(\text{tn} * \text{m})$	$K_{\phi y}(\text{tn} * \text{m})$
1336820.046	1336820.046	1820841.097	84680289.867	124695228.002

a. Incorporación Interacción Suelo Estructura Modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov en el programa Etabs.

Para realizar el Análisis Dinámico Considerando la Interacción Suelo Estructura, en todos los modelos se ha partido del modelamiento y el Análisis Sísmico base del modelo con base empotrada, y para considerar los efectos de interacción Suelo Estructura, se modificaron los apoyos para considerar la Rigidez y en los modelos que lo requiera el Amortiguamiento del Suelo. Para este modelo se restringió la rotación alrededor del eje Z.

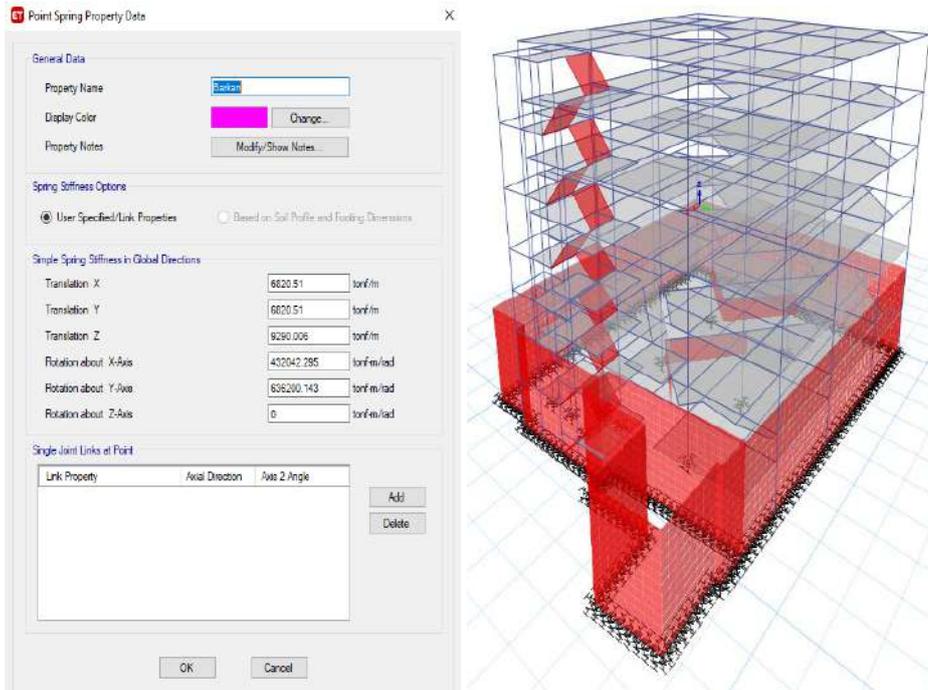


Figura N° 31: Incorporación Interacción Suelo Estructura Modelo Dinámico D.D.

Barkan – O.A. Savinov.

3.6.3.2. Modelo Dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

1. Coeficiente de compresión elástica uniforme. (Ecuación 08)

$$C_z = 7112.819 \text{ Tn/m}^3$$

2. Se determinó los coeficientes elásticos $C_x, C_{\varphi x}, C_{\varphi y}, C_{\psi z}$ (Ecuación 09)

Tabla N° 49: Determinación de los Coeficientes Elásticos

$C_x(\text{Tn/m}^3)$	$C_{\varphi x} = C_{\varphi y}(\text{Tn/m}^3)$	$C_{\psi z}(\text{Tn/m}^3)$
4978.973	14225.637	7112.819

3. De la fórmula N° 07, se determinaron los coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme $K_x(\text{T/m})$; compresión elástica uniforme $K_z(\text{T/m})$; compresión elástica no uniforme $K_{\varphi x}, K_{\varphi y}(\text{T/m})$ y desplazamiento elástico no uniforme $K_{\psi z}(\text{T/m})$.

Tabla N° 50: Coeficientes de Rigidez Modelo Dinámico Norma Rusa

Coeficientes de Rigidez Modelo Dinámico de la Norma Rusa					
$K_x \left(\frac{\text{tn}}{\text{m}}\right)$	$K_y \left(\frac{\text{tn}}{\text{m}}\right)$	$K_z \left(\frac{\text{tn}}{\text{m}}\right)$	$K_{\varphi x}(\text{tn} * \text{m})$	$K_{\varphi y}(\text{tn} * \text{m})$	$K_{\psi z}(\text{tn} * \text{m})$
2991118.063	2991118.063	4273025.804	352569139.5	519172635.163	435870887.331

4. Luego, de la fórmula N° 10, se calculó la amortiguación relativa para vibraciones verticales B_z , la presión estática media en la cimentación (fórmula 11) y las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotaciones respecto a sus ejes horizontal y vertical que se calcularon de la fórmula N° 12.

Tabla N° 51: *Coefficientes de Amortiguación relativa para vibraciones verticales, horizontales y rotacionales*

$p_m (tn/m^2)$	B_z	β_x	$\beta_{\varphi x} = B_{\varphi y}$	$\beta_{\psi z}$
10.4	0.477	0.286	0.238	0.143

5. Las características de amortiguamiento del suelo de fundación, se determinaron aplicando la fórmula N° 13.

Tabla N° 52: *Coefficientes de Amortiguamiento Modelo Dinámico Norma Rusa*

Características Amortiguamiento del Suelo Norma Rusa					
$B_x (T * \frac{s}{m})$	$B_y (T * \frac{s}{m})$	$B_z (T * \frac{s}{m})$	$B_{\varphi x} (T * s * m)$	$B_{\varphi y} (T * s * m)$	$B_{\psi z} (T * s * m)$
7583.385	7583.385	15106.465	440896.94	649138.061	440896.94

a. Incorporación Interacción Suelo Estructura Norma Rusa en el programa Etabs.

Para considerar los Efectos de la Interacción Suelo Estructura con el Modelo Dinámico Norma Rusa, se definió un Link de tipo Damper – Exponencial, el cual nos permite asignar los coeficientes de rigidez y amortiguamiento del suelo, para cada una de las seis direcciones consideradas; y luego, para asignarlo al modelo, se lo enlazó a las propiedades mediante la opción “Single joint links at Point”. Además de que las propiedades se han modificado, el tipo de apoyo visualmente también cambió con respecto al del modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov, que solo consideraba la rigidez del suelo.

- Primero se definió la rigidez y el amortiguamiento para cada una de las seis direcciones de análisis, tal como se muestra en la siguiente imagen.

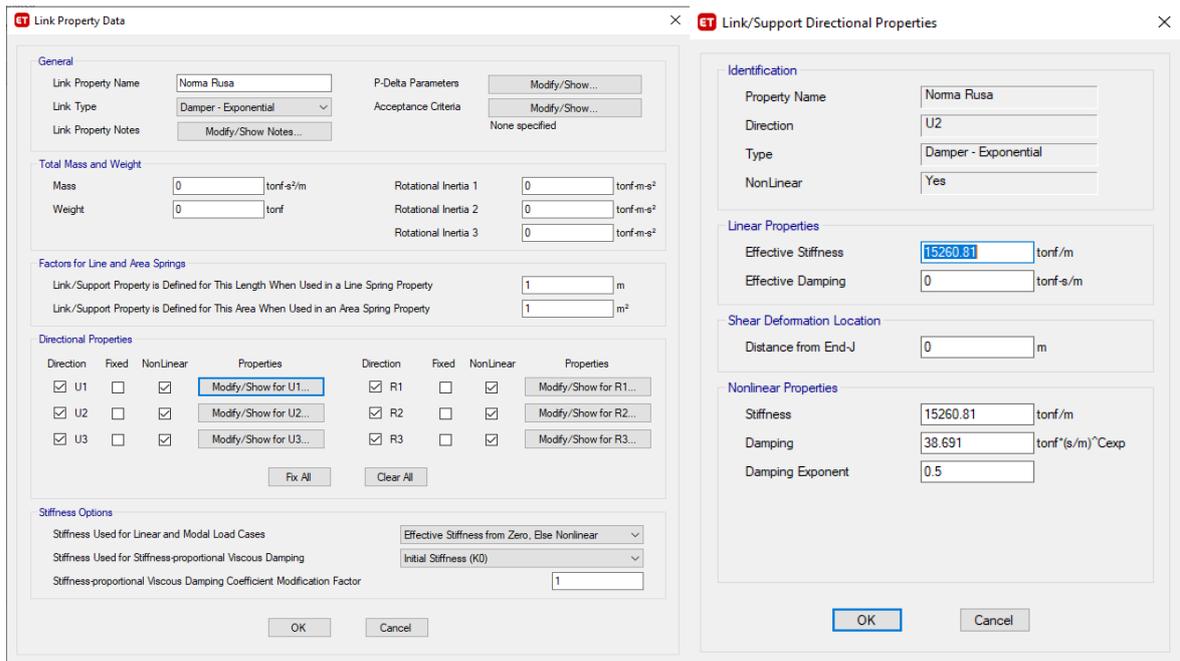


Figura N° 32: Definición del Amortiguamiento y Rigidez del Suelo mediante la propiedad Link – Damper Exponencial

- Y, luego, se procedió a asignar el link directamente al modelo, para considerar los efectos de Interacción Suelo Estructura por el modelo de la Norma Rusa, como se puede apreciar, los apoyos se ven representados por la rigidez y el amortiguamiento del suelo.

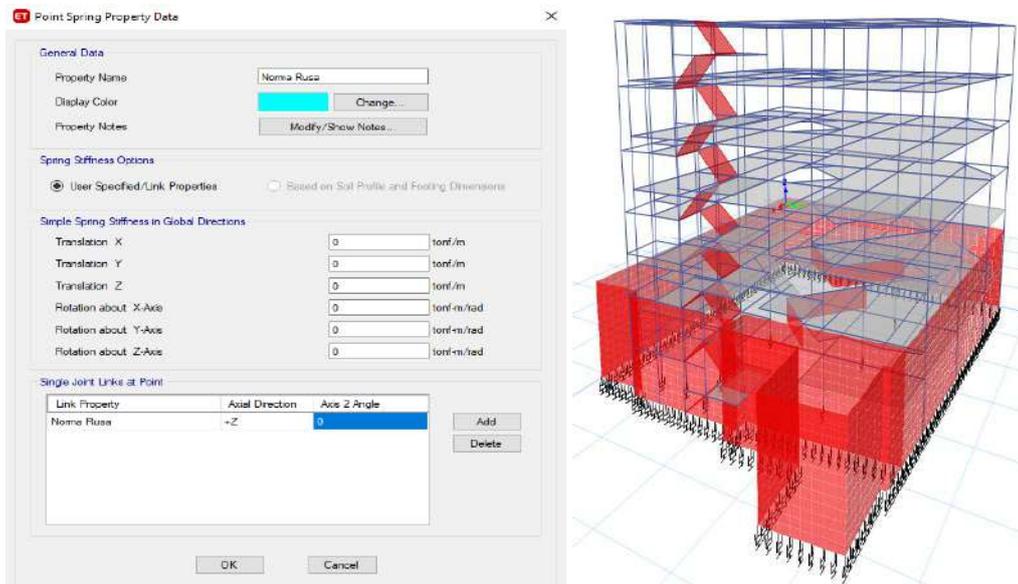


Figura N° 33: Incorporación de la Interacción Suelo Estructura Modelo Dinámico Norma Rusa.

3.6.3.3. Modelo Dinámico A.E. Sargsian.

- De acuerdo a la concepción de semi espacio elástico, las velocidades de propagación de las ondas longitudinal y trasversal, se han calculado por la fórmula N° 16.

Tabla N° 53: Velocidades de propagación de las ondas longitudinal y trasversal

$C_1(m/s)$	$C_2(m/s)$
239.048	88.78

- El Cálculo de los coeficientes de rigidez, se han obtenido de reemplazar los valores en la Fórmula N° 14

Tabla N° 54: Coeficientes de Rigidez Modelo Dinámico A.E. Sargsian

Coeficientes de Rigidez Modelo Dinámico A.E. Sargsian					
$K_x(\frac{tn}{m})$	$K_y(\frac{tn}{m})$	$K_z(\frac{tn}{m})$	$K_{\phi x}(tn * m)$	$K_{\phi y}(tn * m)$	$K_{\psi z}(tn * m)$
158884.278	158884.278	141037.598	12393480.55	18249912.528	14386569.52

- Las características de amortiguamiento del suelo de fundación, se han calculado de la ecuación N° 15.

Tabla N° 55: Coeficientes de Amortiguamiento Modelo Dinámico A.E. Sargsian

Características Amortiguamiento del suelo A.E. Sargsian					
$B_x(T * \frac{s}{m})$	$B_y(T * \frac{s}{m})$	$B_z(T * \frac{s}{m})$	$B_{\phi x}(T * s * m)$	$B_{\phi y}(T * s * m)$	$B_{\psi z}(T * s * m)$
9257.834	9257.834	18672.776	362517.294	533821.704	1904720.37

a. Incorporación Interacción Suelo Estructura Modelo Dinámico A.E. Sargsian en el programa Etabs.

Al igual que el modelo Dinámico Norma Rusa; para considerar los Efectos de la Interacción Suelo Estructura con el Modelo Dinámico A.E. Sargsian, se definió un Link de tipo Damper – Exponencial, el cual se enlazó mediante la opción “Single joint links at Point” al modelo. En la figura N° 34, se muestra la definición de la rigidez y el amortiguamiento para cada una de las seis direcciones de análisis, para el modelo dinámico A.E. Sargsian.

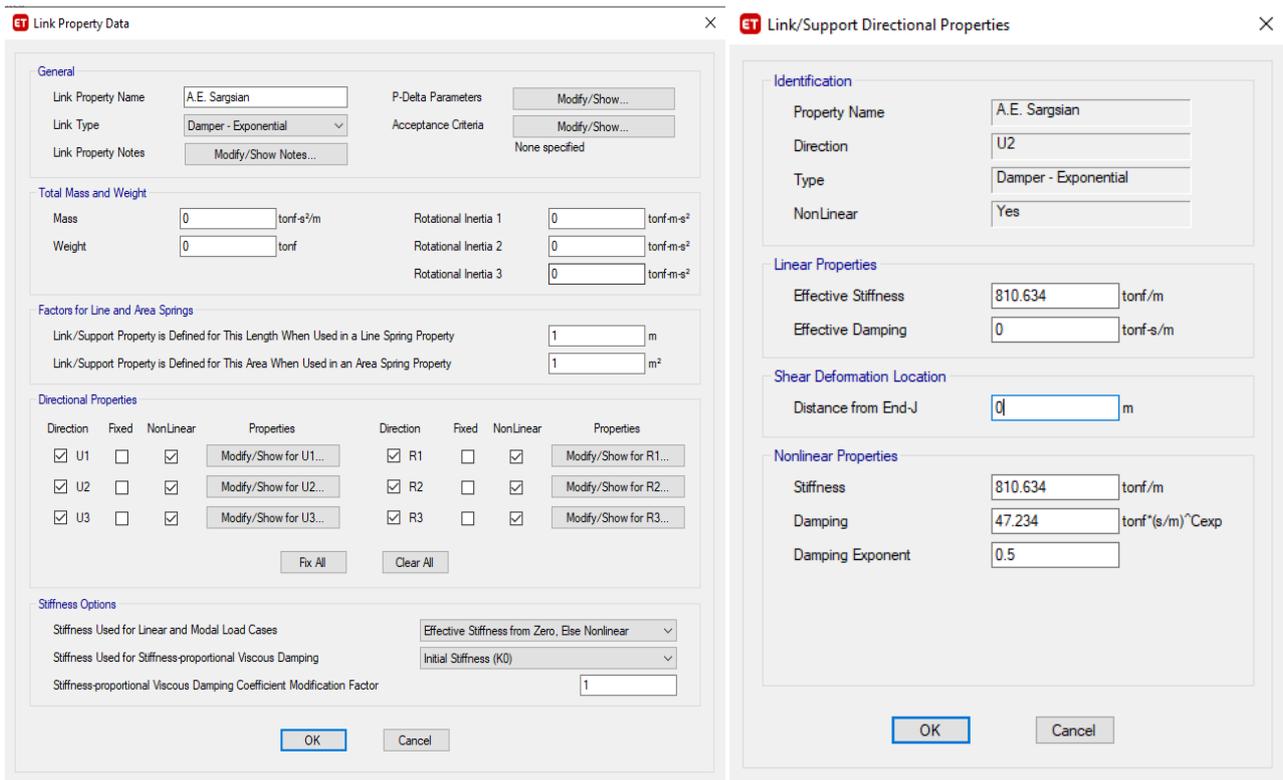


Figura N° 34: Definición del Amortiguamiento y Rigidez del Suelo mediante la propiedad Link – Damper Exponencial

- Y, de igual manera se asignó el link en los apoyos de la estructura, como se muestra en la figura N° 35.

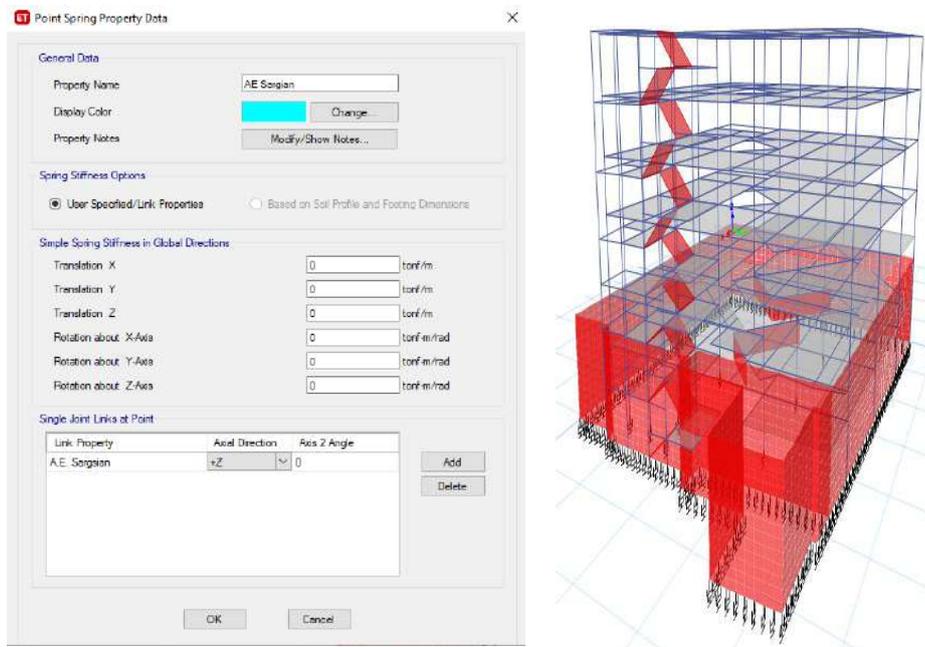


Figura N° 35: Incorporación de la Interacción Suelo Estructura Modelo Dinámico A.E. Sargsian

3.6.3.4. Modelo Dinámico N.G. Shariya.

1. Determinación de los coeficientes λ, χ en función de los lados de la platea, que se han obtenido interpolando los valores de la tabla N° 13:

Tabla N° 56: Coeficientes λ, χ Modelo dinámico N.G. Shariya

$\frac{\text{Lado mayor}}{\text{Lado menor}}$	λ	χ
1.213	0.876	0.338

2. Basado en el contacto dinámico de modelos inerciales de interacción suelo – platea de cimentación y en la determinación de expresiones aproximadas, se obtuvo los coeficientes de rigidez de las Fórmulas N° 17.

Tabla N° 57: Coeficientes de Rigidez Modelo Dinámico N.G. Shariya

Coeficientes de Rigidez Modelo Dinámico N.G. Shariya					
$K_x (\frac{tn}{m})$	$K_y (\frac{tn}{m})$	$K_z (\frac{tn}{m})$	$K_{\phi x} (Tn * m)$	$K_{\phi y} (Tn * m)$	$K_{\psi z} (Tn * m)$
50256.369	50256.369	142728.088	15244388.28	22447992.034	37692380.314

3. Finalmente, Las características de amortiguamiento del suelo de fundación, se determinaron por las fórmulas N° 18.

Tabla N° 58: Coeficientes de Amortiguamiento Modelo Dinámico N.G. Shariya

Características Amortiguamiento del Suelo N.G. Shariya					
$B_x (T * \frac{s}{m})$	$B_y (T * \frac{s}{m})$	$B_z (T * \frac{s}{m})$	$B_{\phi x} T * s * m$	$B_{\phi y} (T * s * m)$	$B_{\psi z} (T * s * m)$
10007.091	10007.091	26944.916	1111618.117	1636903.638	2748521.755

a. Incorporación Interacción Suelo Estructura N.G. Shariya en el programa Etabs.

Para considerar los Efectos de la Interacción Suelo Estructura con el Modelo Dinámico N.G. Shariya, de igual manera, se definió el Link de tipo Damper – Exponencial, con las propiedades de rigidez y amortiguamiento del suelo, para cada una de las seis direcciones consideradas; y luego, se lo ha enlazado mediante la opción “Single joint links at Point”. En la figura N° 36 se muestra la definición de la rigidez y el amortiguamiento para el modelo dinámico N.G: Shariya.

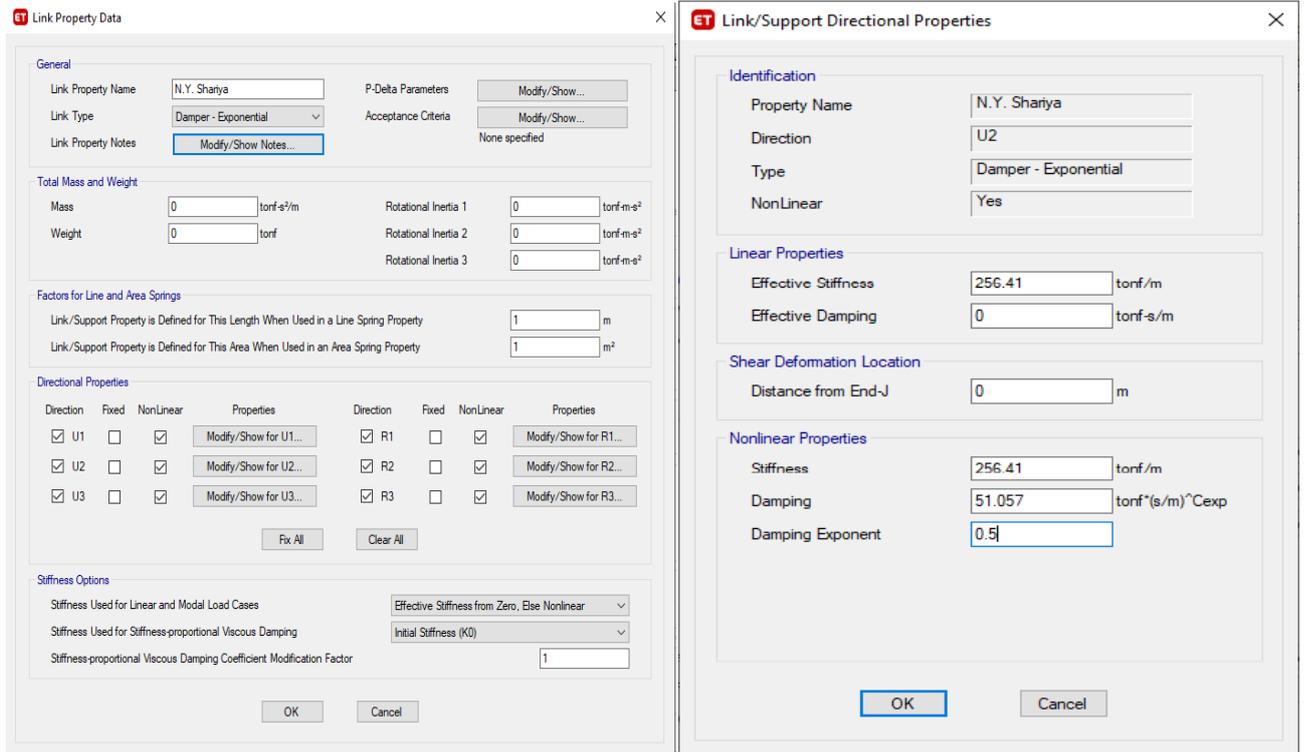


Figura N° 36: Definición del Amortiguamiento y Rigidez modelo N.G. Shariya

- Y, en la Figura N° 37, se muestra la asignación del link directamente al modelo, para considerar la Interacción Suelo Estructura por el Modelo Dinámico N.G Shariya.

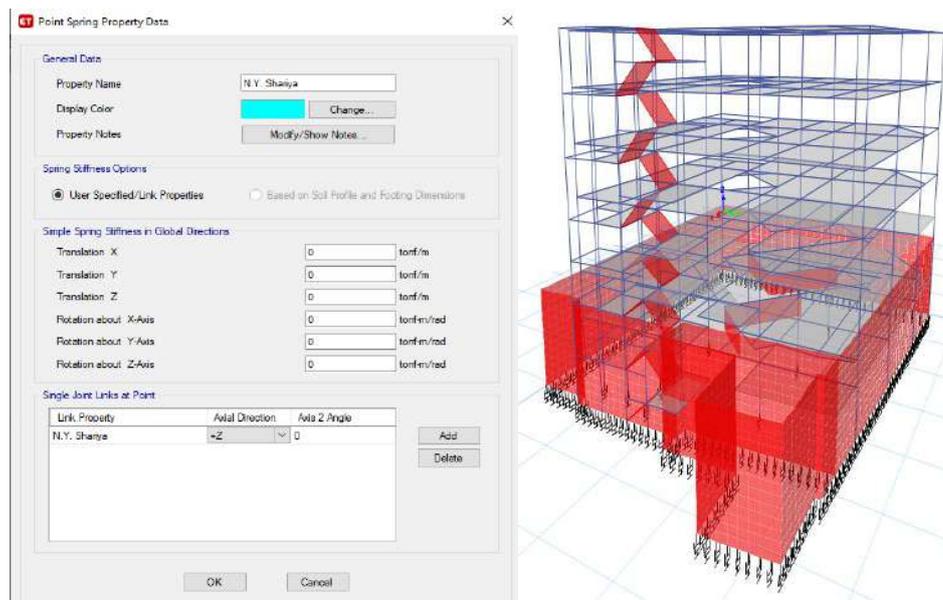


Figura N° 37: Incorporación de la Interacción Suelo Estructura Modelo Dinámico N.G Shariya.

Las tablas N° 54 y N° 55 respectivamente, muestran en resumen los coeficientes de Rigidez, y las características de Amortiguamiento del Suelo, por los distintos modelos de análisis de interacción Suelo – Estructura.

Tabla N° 59: Tabla resumen de los Coeficientes de Rigidez por los modelos dinámicos

Modelo	Coeficientes de Rigidez					
	$K_x (\frac{tn}{m})$	$K_y (\frac{tn}{m})$	$K_z (\frac{tn}{m})$	$K_{\phi x} (tn * m)$	$K_{\phi y} (tn * m)$	$K_{\psi z} (tn * m)$
D.D Barkan – O.A. Savinov	1336820.046	1336820.046	1820841.097	84680289.867	124695228.002	-
Norma Rusa	2991118.06	2991118.06	4273025.804	352569139.5	519172635.163	435870887.33
A.E. Sargsian	158884.278	158884.278	141037.598	12393480.55	18249912.528	14386569.52
N.G. Shariya	50256.369	50256.369	142728.088	15244388.28	22447992.034	37692380.314

Tabla N° 60: Tabla resumen de los Coeficientes de Amortiguamiento por los modelos Dinámicos

Modelo	Amortiguamiento del Suelo					
	$B_x (T * \frac{s}{m})$	$B_y (T * \frac{s}{m})$	$B_z (T * \frac{s}{m})$	$B_{\phi x} (T * s * m)$	$B_{\phi y} (T * s * m)$	$B_{\psi z} (T * s * m)$
Norma Rusa	7583.385	7583.385	15106.465	440896.94	649138.061	440896.94
A.E. Sargsian	9257.834	9257.834	18672.776	362517.294	533821.704	1904720.37
N.G. Shariya	10007.091	10007.091	26944.916	1111618.117	1636903.638	2748521.755

3.6.4. Modelo de Interacción Suelo Estructura según el ASCE/SEI 41-17

3.6.4.1. Modificación Cinemática Interacción Suelo Estructura.

Para considerar la Modificación Cinemática de la Interacción Suelo Estructura, se obtuvo la relación del espectro de respuesta (RSS), para losas de cimentación superficial (RRS_{bsa}), corregidos por profundidad de empotramiento o desplante (RRS_e), los datos del espectro son dependientes del tiempo, y para el cálculo del espectro corregido se aplicaron las fórmulas 22-25.

Tabla N° 61: Espectro de Respuesta Considerando la Modificación por Interacción Cinemática del ASCE/SEI 41-17

T	(Sa) E.030 - 2018	bo	Bbsa	RRSbsa	RRSe	(Sa) Int. Cinemática
0	0.188671875	0.25262818	1.06802833	0.97693042	0.91797793	0.16920105
0.02	0.188671875	0.25262818	1.06802833	0.97693042	0.91797793	0.16920105
0.04	0.188671875	0.25262818	1.06802833	0.97693042	0.91797793	0.16920105
0.06	0.188671875	0.25262818	1.06802833	0.97693042	0.91797793	0.16920105
0.08	0.188671875	0.25262818	1.06802833	0.97693042	0.91797793	0.16920105
0.1	0.188671875	0.25262818	1.06802833	0.97693042	0.91797793	0.16920105
0.12	0.188671875	0.25262818	1.06802833	0.97693042	0.91797793	0.16920105
0.14	0.188671875	0.25262818	1.06802833	0.97693042	0.91797793	0.16920105
0.16	0.188671875	0.25262818	1.06802833	0.97693042	0.91797793	0.16920105
0.183	0.188671875	0.25262818	1.06802833	0.97693042	0.91797793	0.16920105
0.2	0.188671875	0.25262818	1.06802833	0.97693042	0.91797793	0.16920105
0.242	0.188671875	0.20878362	1.045533072	0.98406028	0.94364605	0.17520157
0.3	0.188671875	0.16841879	1.02918103	0.9895367	0.9631667	0.17982105
0.35	0.188671875	0.14435896	1.021278368	0.9922792	0.9728794	0.18213779
0.4	0.188671875	0.12631409	1.016211867	0.99407203	0.97920623	0.18365349
0.45	0.188671875	0.11227919	1.012766552	0.99530707	0.98355433	0.18469818
0.5	0.188671875	0.10105127	1.010316167	0.99619343	0.98666971	0.18544821
0.568	0.188671875	0.08895359	1.007975601	0.99704636	0.9896635	0.18617016
0.6	0.188671875	0.08420939	1.007141686	0.99735175	0.99073444	0.1864287
0.65	0.174158654	0.07773175	1.006078844	0.99774213	0.99210268	0.17239314
0.7	0.16171875	0.07217948	1.005237091	0.99805222	0.99318892	0.16030442
0.75	0.1509375	0.06736752	1.004559026	0.9983026	0.99406564	0.1497871
0.8	0.141503906	0.06315705	1.004004755	0.99850767	0.99478342	0.14055567
0.85	0.133180147	0.05944193	1.003545849	0.99867772	0.99537847	0.13238936
0.9	0.12578125	0.0561396	1.003161603	0.9988203	0.99587725	0.12511491
0.95	0.119161184	0.05318488	1.002836644	0.99894101	0.99629946	0.1185945
1	0.113203125	0.05052564	1.002559365	0.99904411	0.99665999	0.11271718
2	0.056601563	0.02526282	1.000638617	0.99976076	0.99916453	0.05654074
3	0.037734375	0.01684188	1.000283729	0.99989365	0.99962864	0.03771635
4	0.028300781	0.01263141	1.000159578	0.99994017	0.9997911	0.02829318
5	0.022640625	0.01010513	1.000102124	0.99996171	0.9998663	0.02263673
6	0.018867188	0.00842094	1.000070917	0.99997341	0.99990715	0.01886493
7	0.016171875	0.00721795	1.000052101	0.99998046	0.99993179	0.01617046
8	0.014150391	0.0063157	1.00003989	0.99998504	0.99994777	0.01414944
9	0.012578125	0.00561396	1.000031518	0.99998818	0.99995874	0.01257746
10	0.011320313	0.00505256	1.000025529	0.99999043	0.99996658	0.01131983

Además, en la figura N° 38, se muestra la comparación del espectro de respuesta original, y el espectro de respuesta considerando la Interacción Cinemática del ASCE/SEI 41-17, corregida por empotramiento, o profundidad de cimentación.

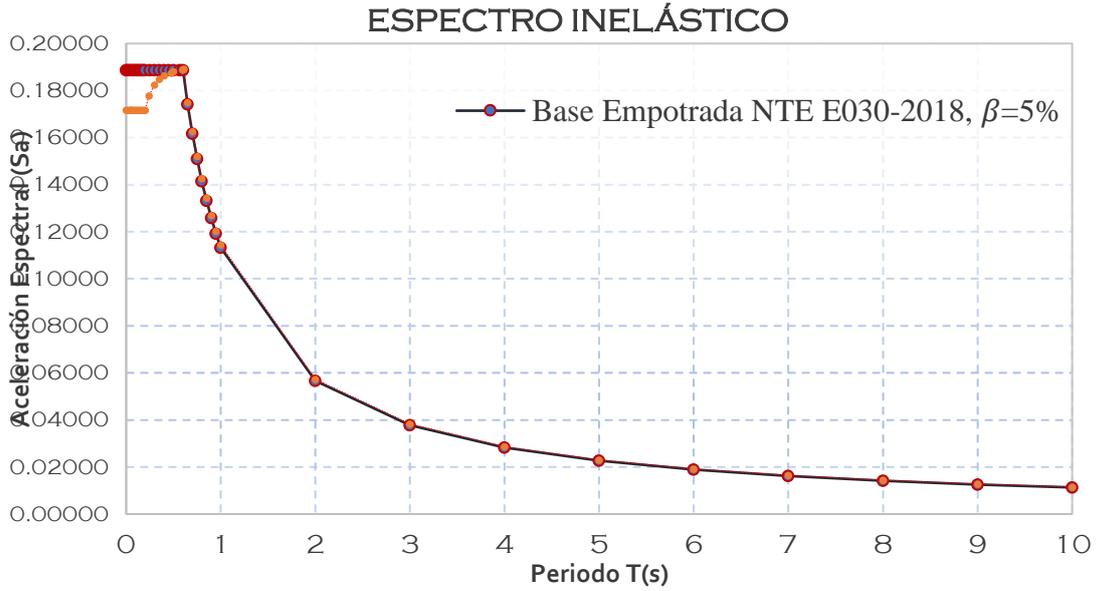


Figura N° 38: Comparación Espectro base empotrada con Espectro de Respuesta Considerando la Modificación por Interacción Cinemática. ASCE/SEI 41-17

Y, en la figura N° 39, se puede apreciar la variación del espectro, en la zona de periodos cortos, particularmente en la zona de aceleraciones constantes, la cual se muestra con más detalle a continuación:

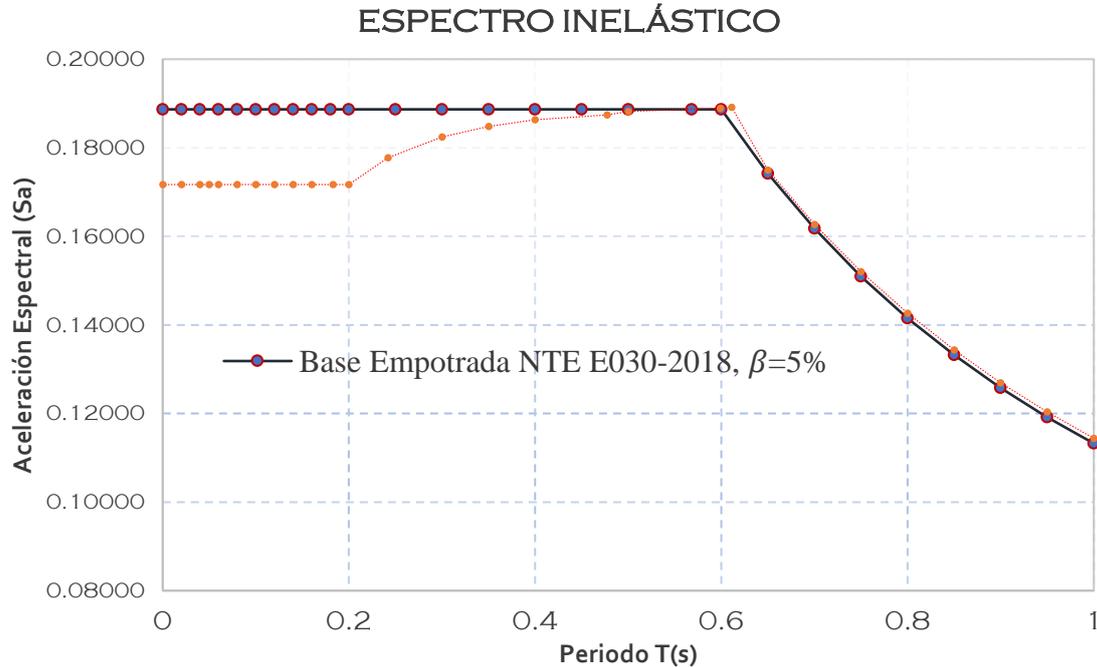


Figura N° 39: Comparación Espectro base empotrada con Espectro de Respuesta Considerando la Modificación por Interacción Cinemática, ASCE/SEI 41-17

3.6.4.2. Cálculo de los coeficientes de rigidez Modelo ASCE/SEI 41-17

a. Cálculo del Módulo de Cortante Efectivo del Suelo

Para realizar el cálculo de los coeficientes de Rigidez, se tiene que calcular el módulo de cortante efectivo, el cual está en función de los parámetros sísmicos y de las propiedades mecánicas del suelo.

Para ello se ha entrado con el valor conocido del módulo de Balasto, el cual ha sido obtenido del estudio de Mecánica de Suelos.

$$K_s = 2.25 \frac{kg}{cm^3} (\text{Dato del EMS})$$

Para este valor de módulo de Balasto, y las propiedades mecánicas del suelo, nos permite clasificarlo dentro de Suelo S2, y tenemos una velocidad de ondas de corte (V_s) igual a 409.50 m/s.

De la tabla N° 17, se ha reemplazado para obtener los valores del Promedio del módulo de corte para suelos bajo la cimentación para bajos niveles de esfuerzos (G_o), y el Módulo de Cortante Efectivo.

Tabla N° 62: Cálculo del Módulo de Cortante Efectivo (G)

$G_o = \gamma_s * \frac{V_s^2}{g} \left(\frac{kg}{m^2}\right)$	$T = 0.5538 \text{ s} \rightarrow S_x s(g)$	$PGA \left(\frac{S_x s}{2.5}\right) = \frac{G}{G_o}$	$G = G_o * \frac{S_x s}{2.5} \left(\frac{lb_f}{in^2}\right)$
31 452605.5	1.509375	0.674	30144.05

b. Datos para el cálculo de los Coeficientes de Rigidez:

Tabla N° 63: Datos de la Cimentación

DATOS DE LA CIMENTACIÓN		
Módulo de Corte Efectivo (G)=	21199056.1	Kg/m^2
Profundidad de cimentación (D_f) =	5.05	m
Longitud de la platea (L) =	27.00	m
Ancho de la platea (B) =	22.25	m
Módulo de Poisson (ν_s) =	0.45	
Resistencia del Concreto ($f'c$) =	210.00	Kg/cm^2
Modelo de elasticidad (E) =	2173706.50	Kg/cm^2
Módulo de Poisson del concreto (ν_c)=	0.20	
Espesor de la cimentación (t) =	0.40	m

c. Rigideces de la cimentación en la Superficie.

Tabla N° 64: Coeficientes de Rigidez en la superficie ASCE/SEI 41-17

Coeficientes de Rigidez ASCE/SEI 41-17					
$K_x \left(\frac{tn}{m}\right)$	$K_y \left(\frac{tn}{m}\right)$	$K_z \left(\frac{tn}{m}\right)$	$K_{\phi x}(Tn * m)$	$K_{\phi y}(Tn * m)$	$K_{\psi z}(Tn * m)$
1538075.68	1564054.643	2222364.908	248470584.667	331830738.03	317827358.58

d. Factores de Corrección por profundidad de empotramiento.

Tabla N° 65: Factores de Corrección por profundidad de empotramiento.

β_x	β_y	β_z	β_{xx}	β_{yy}	β_{zz}
1.326	1.344	1.079	1.047	1.168	1.127

a. Factores de Rigidez Corregidos por profundidad de empotramiento.

Tabla N° 66: Coeficientes de Rigidez por profundidad de empotramiento ASCE/SEI 41-17

Coeficientes de Rigidez ASCE/SEI 41-17					
$K_x \left(\frac{tn}{m}\right)$	$K_y \left(\frac{tn}{m}\right)$	$K_z \left(\frac{tn}{m}\right)$	$K_{\phi x}(Tn * m)$	$K_{\phi y}(Tn * m)$	$K_{\psi z}(Tn * m)$
2039145.299	2101998.674	1687653.861	260243051.319	387655232.159	358328202.771

3.6.4.3. Amortiguamiento de la Estructura.

Tabla N° 67: Datos para el Cálculo del Amortiguamiento de la estructura

Datos		
Peso Sísmico efectivo (Pe) =	2041023	kg
Masa sísmica Efectiva (Me) =	208055.352	kg * s ² /m
Altura de la Edificación (H) =	14.55	m
Módulo de poisson del suelo (ν) =	0.45	
Coeficiente de reducción (R) =	6	
Periodo Fundamental de vibración Base empotrada (T_1)	0.577	s
Periodo Fundamental de vibración Base empotrada (T_e)	0.611	s

a. Porcentaje de masa participativa del modo fundamental de vibración:

Tabla N° 68: Porcentaje de masa participativa, velocidad de ondas de corte efectiva y coeficientes a_0 , a_{xx}

Porcentaje de masa participativa, velocidad de ondas de corte efectiva y coeficientes a_0 , a_{xx}	
<i>PPMM</i>	46.06%
<i>Mo</i>	83624.5287 kg * s ² /m
n	0.821
<i>Vs(ft/s)</i>	1343.50394
<i>a₀</i>	0.6884
<i>a_{xx}</i>	0.8796

b. Altura efectiva del primer modo:

La tabla N° 69, muestra la altura efectiva y el factor ψ .

Tabla N° 69: Altura efectiva y factor ψ

h =	ψ =
10.185	3.317

Como $\psi > 2.5$, luego se debe considerar $\psi = 2.50$

c. Relación de Periodos T_{xx} , T_y

Tabla N° 70: Relación de Periodos T_{xx} , T_y

$K_{xx}(Kg - m)$	$K_y(kg/m)$	β_{xx}	β_y	$T_{xx}(s)$	$T_y(s)$
$2.0365 * 10^{12}$	$3.141 * 10^9$	0.036	0.251	0.015	0.0345

d. Relación de Alargamiento de periodo:

Reemplazando en la Fórmula 31, podemos obtener la relación de alargamiento del periodo, tal como se muestra a continuación:

$$T_{eff} = 1.5164$$

e. Amortiguamiento Efectivo:

Por último de las ecuaciones N° 28 a la N° 32, se puede determinar el amortiguamiento efectivo considerando la interacción Suelo Estructura.

Tabla N° 71: Amortiguamiento Efectivo

β_{rd}	β_s	β_f	$\beta\%$	$\beta_{ssi}\%$
0.000835	0.04637	0.0015	5	4.67

Luego, como se tiene un amortiguamiento efectivo (β_{ssi}) de 4.895%, e inicialmente se tenía un amortiguamiento (β) de 5%, se tiene que hacer un reajuste por amortiguamiento. La variación del Amortiguamiento se puede considerar mediante la modificación del espectro, para lo cual se aplica el factor de ajuste espectral por amortiguamiento, especificado en la Fórmula N° 33, la variación se muestra en la figura N° 40 y N° 41.

$$B_1 = 0.9855$$

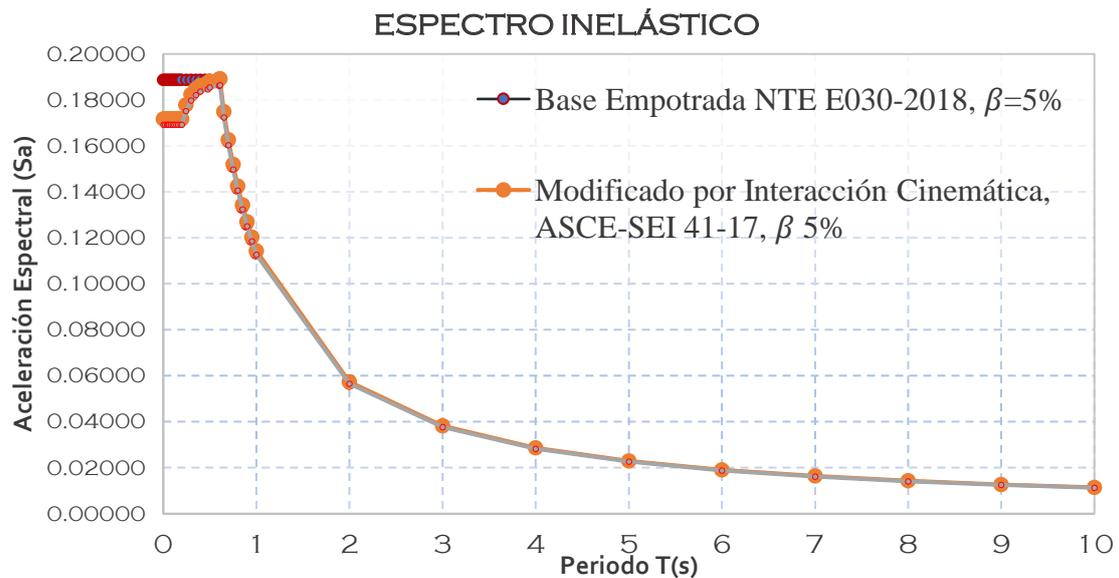


Figura N° 40: Comparación Espectro base empotrada con Espectro de Respuesta con amortiguamiento variable, Considerando la Modificación por Interacción Cinemática del ASCE/SEI 41-17

ESPECTRO INELÁSTICO

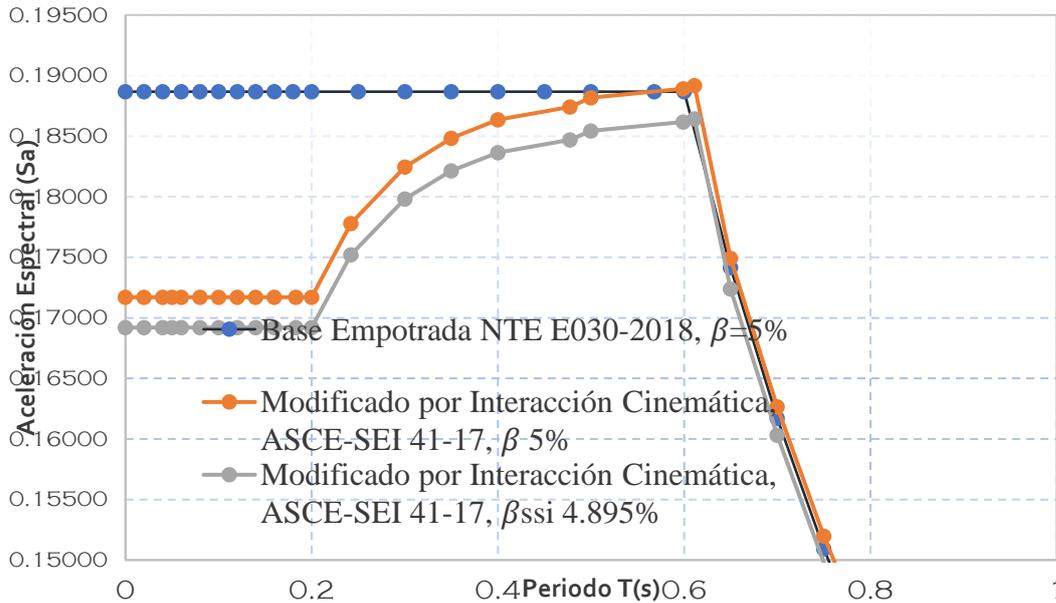


Figura N° 41: Comparación Espectro base empotrada con Espectro de Respuesta con amortiguamiento variable, Considerando la Modificación por Interacción Cinemática del ASCE/SEI 41-17 en la zona de aceleraciones constantes

a. Incorporación Interacción Suelo Estructura ASCE/SEI 41-17 en el programa Etabs.

- **Modificación del Factor de Cortante Sísmico Estático**

Para considerar los efectos de Interacción Suelo Estructura con el ASCE/SEI 41-17, se ha modificado tanto el análisis Sísmico estático, como el dinámico modal espectral, además del tiempo historia. Para modificar, el Factor de cortante Basal del análisis Estático, se ha calculado una nueva coordenada de aceleración espectral, de acuerdo al periodo fundamental de vibración:

$$Sa(T_y: 0.611s) = 0.1892$$

$$Sa(T_x: 0.4774) = 0.1874$$

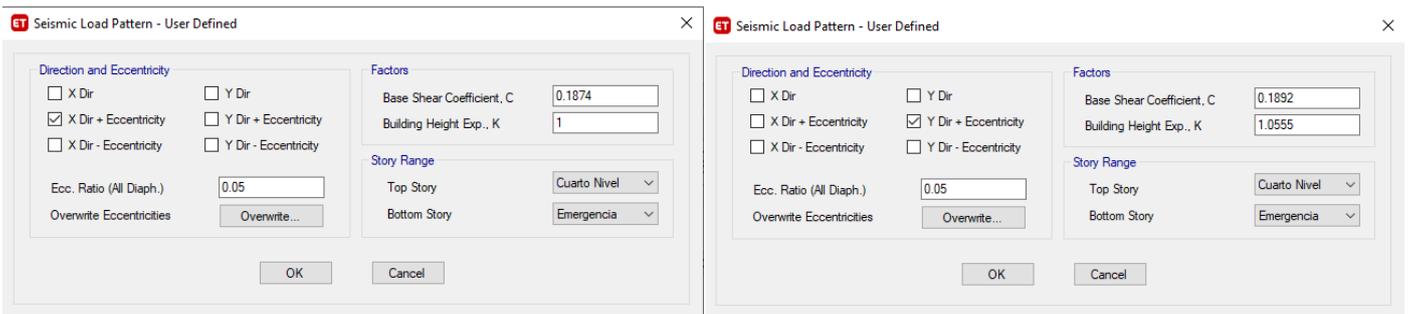


Figura N° 42: Modificación del Factor de Cortante Estático

- **Modificación de la Función Espectral, y los casos de carga Dinámicos.**

Como se ha definido un nuevo espectro, se ha cargado el nuevo espectro modificado, para considerar la interacción Suelo Estructura del ASCE/SEI 41-17; a continuación, se muestra la función espectral considerando la ISE, y la modificación de su amortiguamiento; Y luego, se ha enlazado la función espectral considerando la Interacción Suelo Estructura, a los casos espectrales

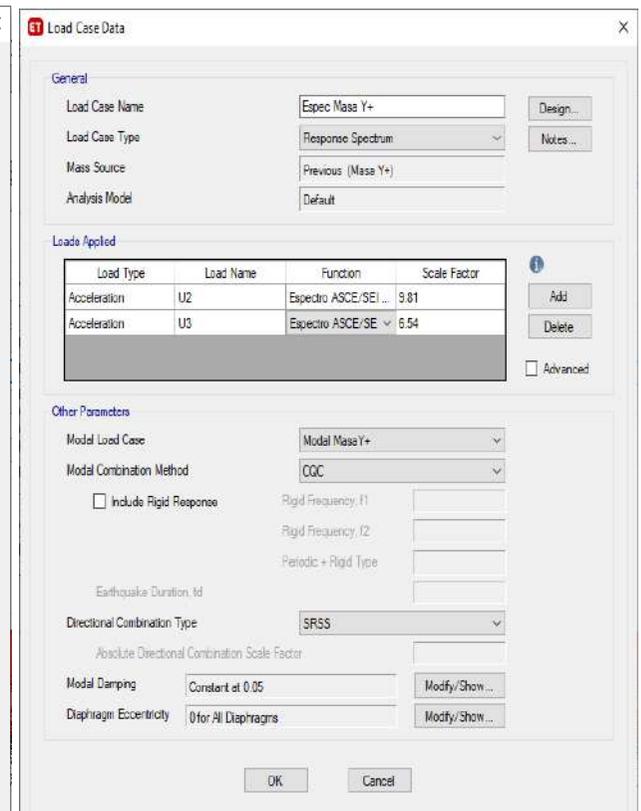
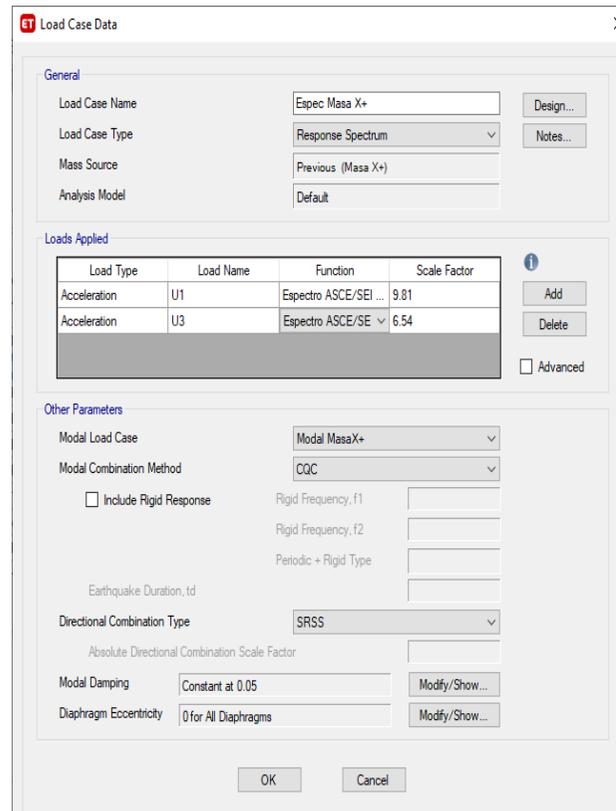
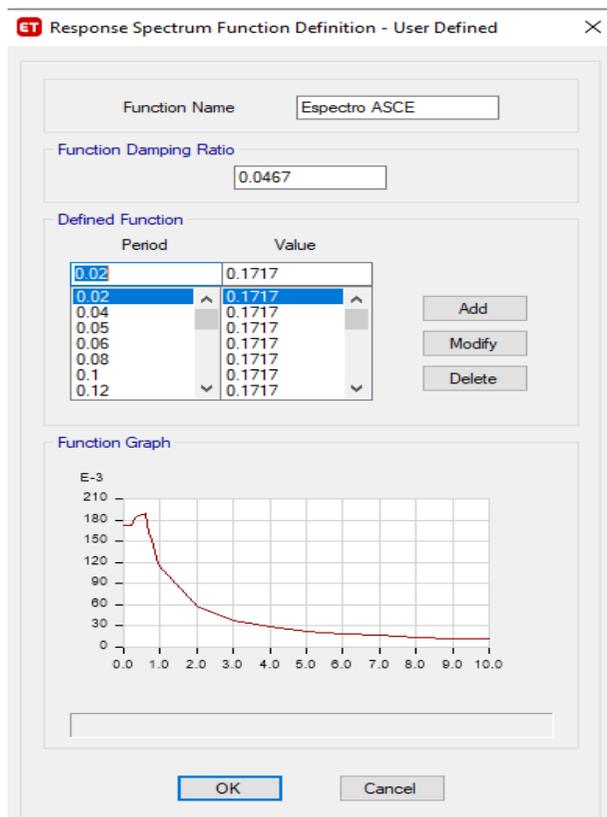


Figura N° 43: Función Espectral con ISE, ASCE/SEI 41-17

Figura N° 44: Definición de las nuevas funciones espectrales, con el espectro considerando la ISE del ASCE/SEI 41-17

- **Asignación de los coeficientes de Rigidez calculados.**

Para asignar los coeficientes de rigidez, se los ha calculado mediante la opción “point spring”, tal como se muestra en la Figura N° 45.

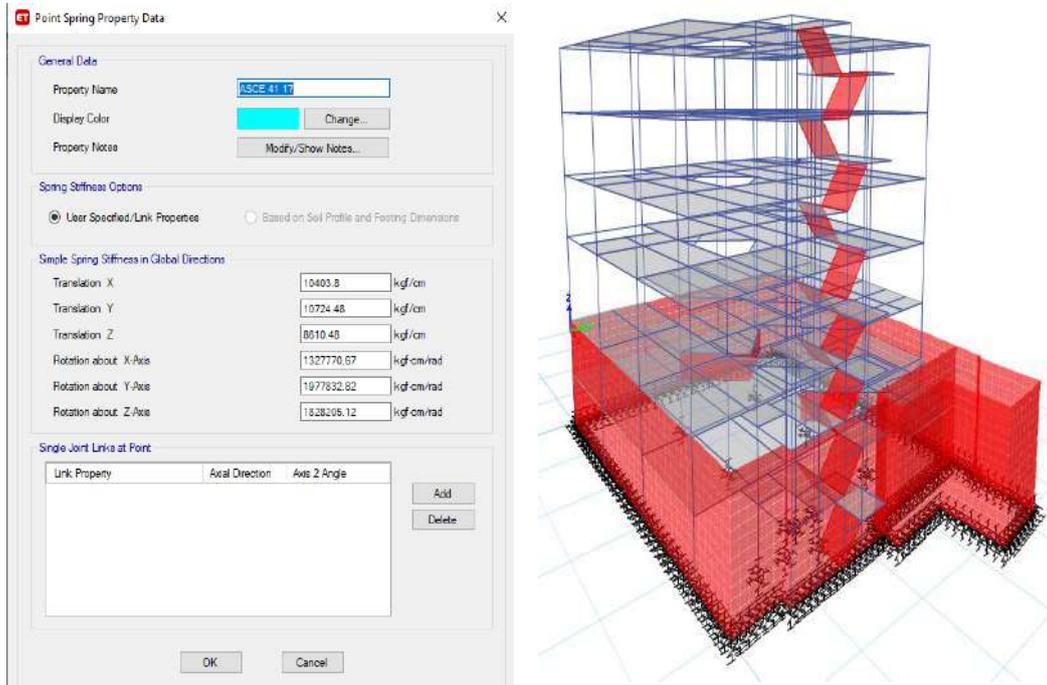


Figura N° 45: Incorporación de la Interacción Suelo Estructura por el Modelo del ASCE/SEI 41-17

En las figuras N° 46 y N° 47, se muestran las gráficas comparativas de los coeficientes de rigidez por los modelos de Interacción Suelo Estructura, además del amortiguamiento por los modelos dinámicos (figura N° 48, N° 49)

Comparación Coeficientes de Rigides Traslacionales

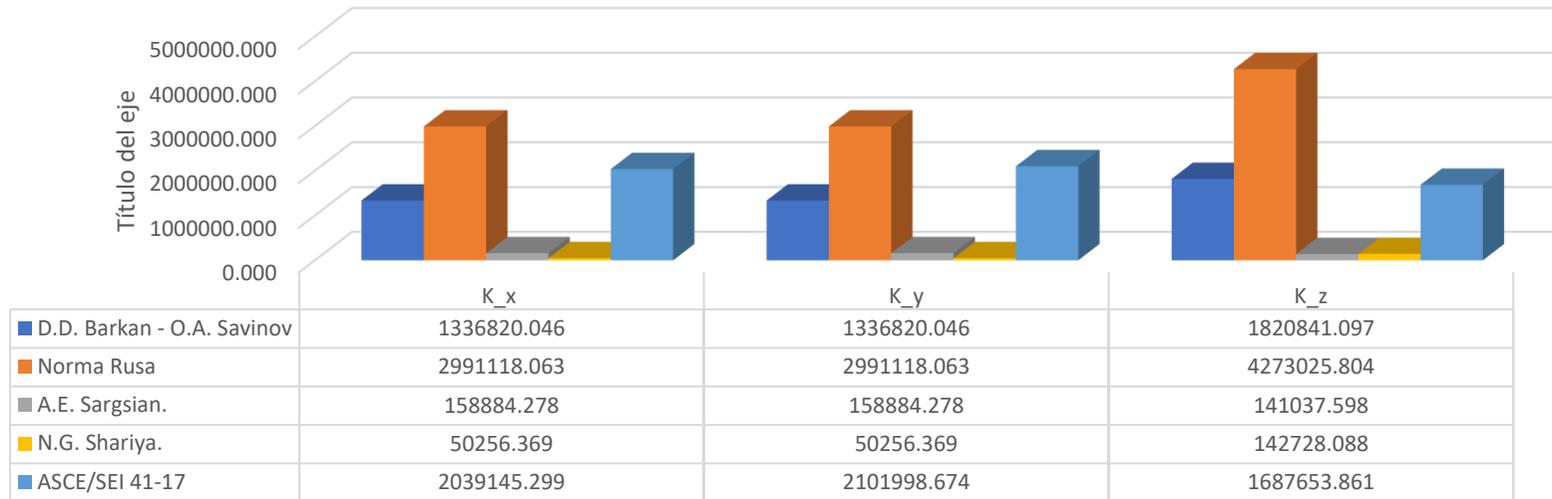


Figura N° 46: Comparación de los Coeficientes de Rigidez Traslacionales

Comparación Coeficientes de Rigidez Rotacionales

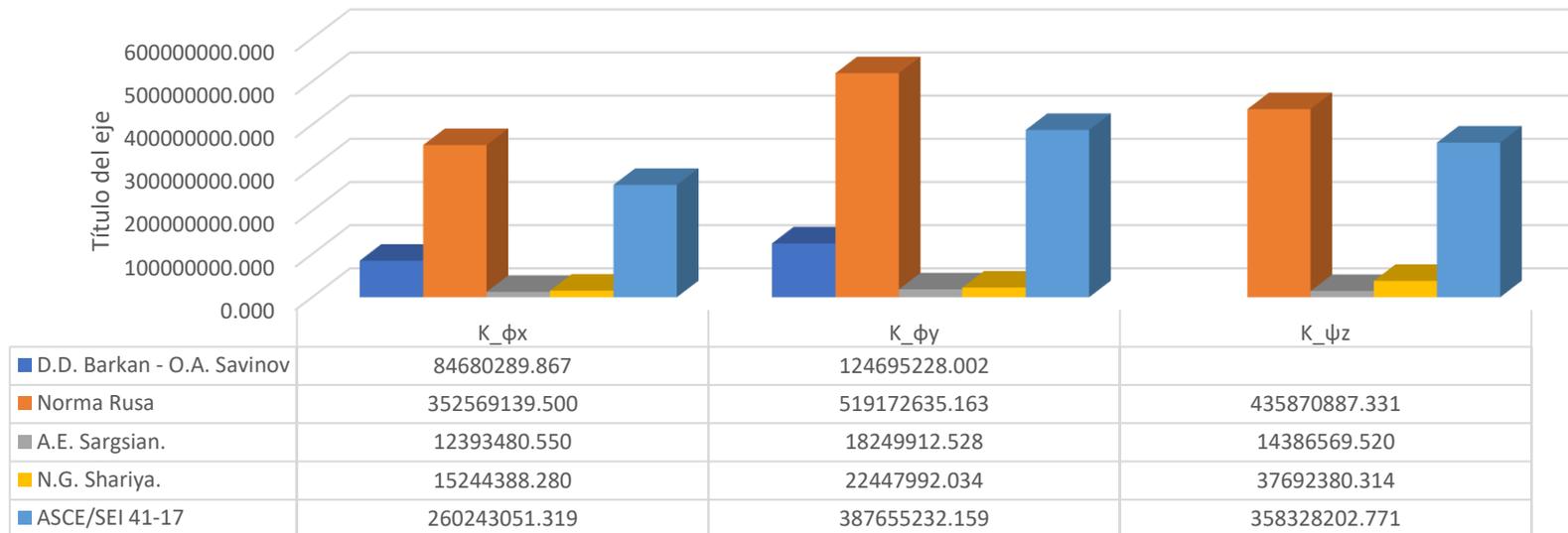


Figura N° 47: Comparación de los Coeficientes de Rigidez Traslacionales

Coeficientes de Amortiguamiento Traslacionales

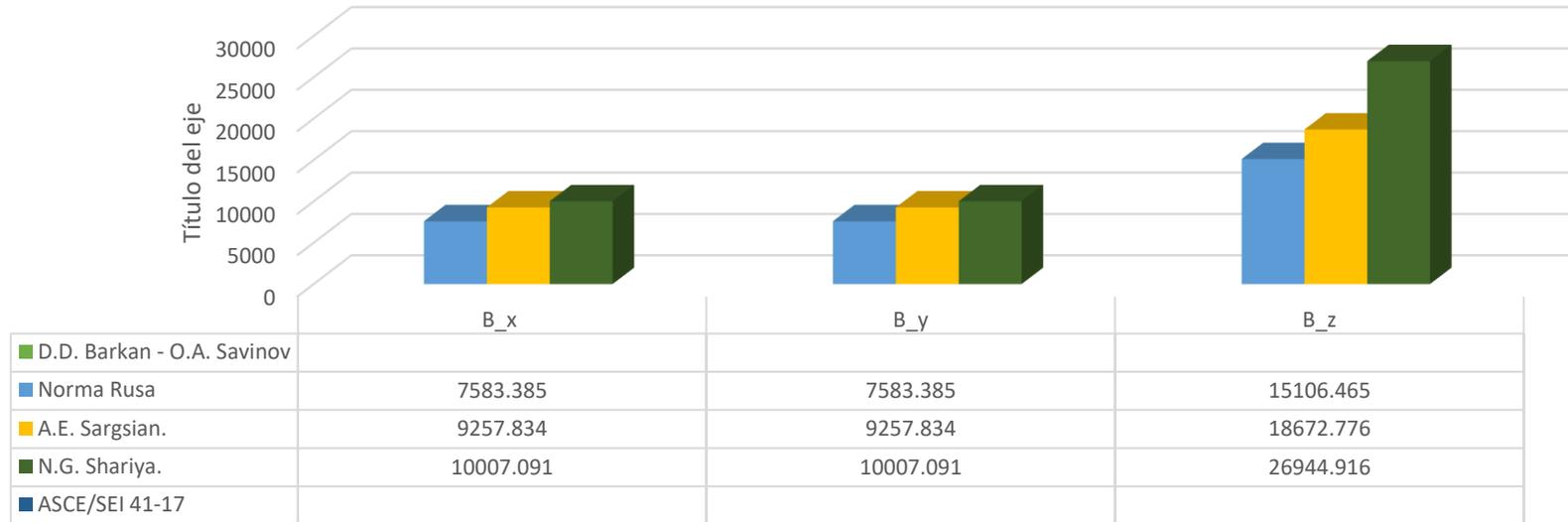


Figura N° 48: Comparación de los Coeficientes de Amortiguamiento Traslacionales

Coeficientes de Amortiguamiento Rotacionales

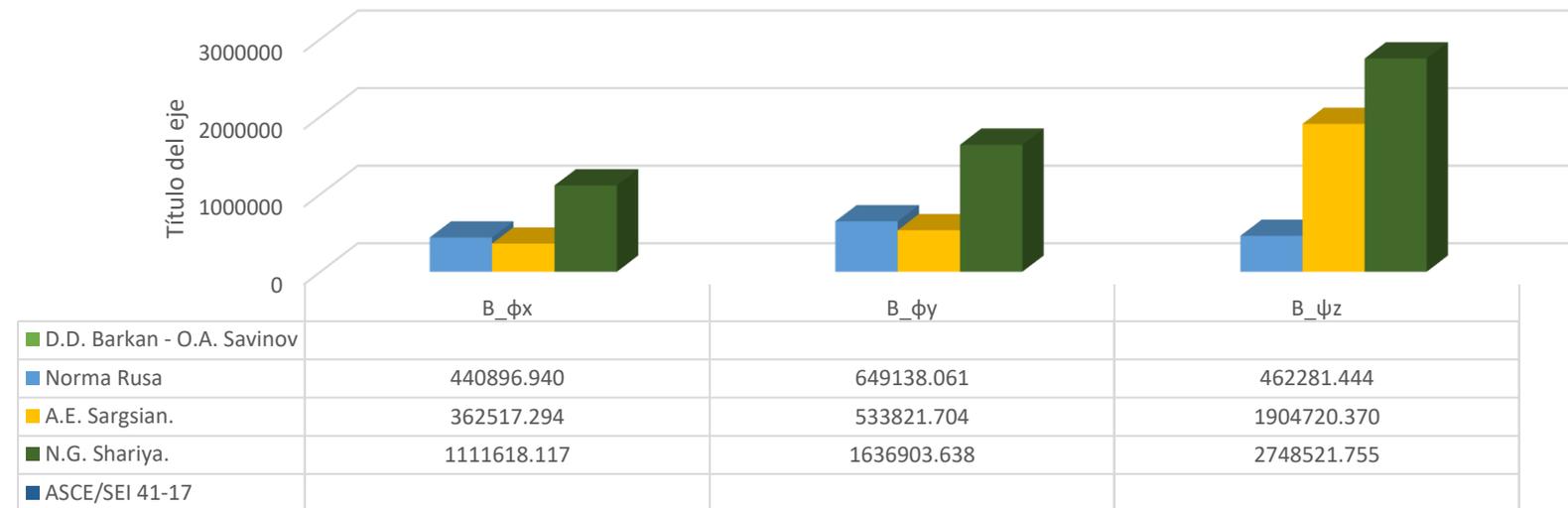


Figura N° 49: Comparación de los Coeficientes de Amortiguamiento Traslacionales

3.6.5. Cálculo del empuje de tierras en los muros de Contención del Sótano.

3.6.5.1. Presión Activa del suelo: (Teoría de Mononobe – Okabe)

Tabla N° 72: Propiedades del Suelo Obtenido del EMS

Propiedades del suelo:		
Peso específico del suelo γ	1.84	tn/m ³
Altura del muro de contención	6.00	m
Ángulo de fricción interna del suelo(ϕ)=	19	°
Ángulo de inclinación del muro(α)=	0	°
Ángulo de pendiente del terreno(β)=	0	°
Ángulo de fricción entre el suelo y el estribo(δ)=	0	°
Ángulo de inercia sísmica resultante(θ)=	0	°

Reemplazando las propiedades del suelo en las fórmulas N° 50 y N° 51, se ha obtenido la presión Activa dinámica (Γ) y el Coeficiente de la presión activa dinámica (KAE)

Tabla N° 73: Cálculo de la presión Activa dinámica y el coeficiente KAE

Presión Activa dinámica(Γ)=	1.76
Coeficiente de la presión activa dinámica (KAE)=	0.508787

Y, para calcular la Fuerza de presión Activa del Suelo (EAE) y la Presión Activa del suelo (σ_{AE}); se ha reemplazado en las fórmulas N° 46 y N° 47; de lo que se tiene:

Tabla N° 74: Cálculo de la presión Activa del suelo

Fuerza de presión Activa del Suelo (EAE)=	11.937	Tn/m	
Presión Activa del suelo (σ_{AE}) =	4.728	Tn/m²	Triangular

3.6.5.2. Presiones Adicionales Sísmicas del Terreno. (ASCE/SEI 41-17)

Para determinar la Aceleración Espectral S_{xs} , tenemos que entrar al espectro de pseudo aceleraciones elástico con un Periodo Fundamental de vibración de la estructura: 0.568 s

Tabla N° 75: Valor de la aceleración espectral en el rango 1 – 2 Segundos

$T(s)$	C	$ZUCS/R(e)$
1	2.5	1.5094
2	2.5	1.5094

Luego reemplazando en la fórmula 52, podemos obtener la Presión Adicional Sísmica del terreno.

Tabla N° 76: Valor de la presión Adicional Sísmica del Suelo

Kh	0.604		
Presión adicional sísmica del Suelo $\Delta p =$	2.2438	Tn/m²	Uniforme

3.6.5.3. Presión Sísmica de Suelos en reposo.

En nuestro caso de estudio, tenemos un suelo limoso arcilloso, que corresponde a los suelos cohesivos, con un coeficiente de cohesión de 0.18 kg/cm^2 , por lo que para el cálculo del coeficiente de la presión en reposo del suelo (K_o), se utilizó la expresión N° 57. Y reemplazando los valores, en las fórmulas N° 55 y N° 56, se tiene:

Tabla N° 77: Cálculo de la Presión Sísmica del Suelo en Reposo

Presiones Sísmica del suelo en reposo:			
Módulo de Poisson del suelo	0.42		
Coef. de presión sísmica del suelo en reposo (K_o)=	0.7241		
Fuerza sísmica del suelo en reposo (E_o)=	16.99	Tn/m	
Presión sísmica del suelo en reposo (σ)	6.729	Tn/m ²	Triangular

Luego, en resumen, las cargas que aplicaremos en el muro serán:

Tabla N° 78: Presión Total a Asignar.

Carga Total a Asignar:		
Presión uniformemente distribuida:	2.2438	Tn/m²
Presión Triangular=	11.456	Tn/m²

3.6.6. Cálculo del Esfuerzo Horizontal Inducido.

Para considerar la presión del terreno, se ha considerado un peso equivalente por unidad de longitud estimado. Se ha considerado una profundidad de desplante estimada de 1m, a partir de la cual se aplicará la presión por unidad de longitud. Además, se ha ido variando el ancho de aplicación de la carga hasta que deje de ser significativa. En la figura N° 50, se muestra la carga estimada, para el cálculo del esfuerzo horizontal inducido.

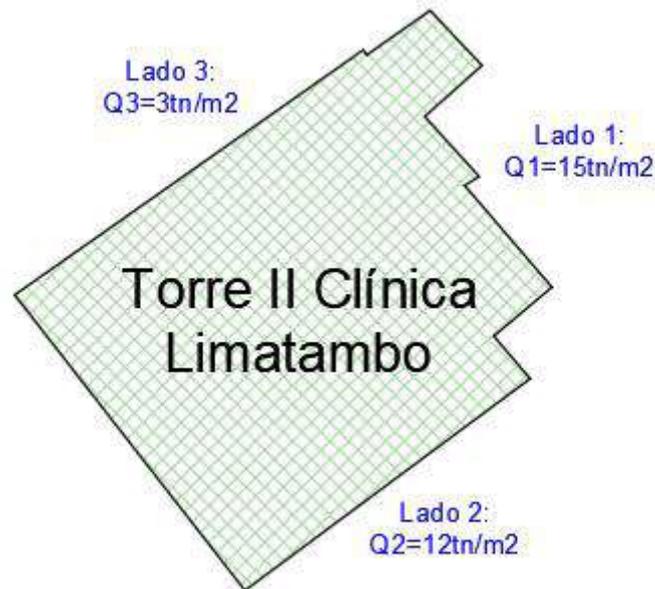


Figura N° 50: Boceto Torre II de la Clínica Limatambo, con cargas estimadas.

- Esfuerzo Horizontal Inducido

A continuación, se muestra el cálculo del Esfuerzo horizontal Inducido, además, como se tiene la limitación de que en el programa Etabs no se puede colocar bulbo de presiones, por lo que se ha considerado un equivalente de presión, de acuerdo a la teoría de presión equivalente trapezoidal. En la tabla, se muestra la Presión horizontal, la gráfica de las presiones para alturas variables, se ha considerado una altura de 5m, ya que al adicionar el 1m de profundidad de desplante que se ha considerado, superamos la altura del sótano. Y, en la tercera columna, se muestra la presión equivalente que se asignó al programa.

Tabla N° 79: Presión horizontal Inducida por carga lineal

Presión horizontal Inducida (Boussinesq)

Presión Horizontal	Gráfica de Presiones	Presión Equivalente a Asgnar																																																																							
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Presión Horizontal Inducida lado 1</th> </tr> <tr> <th>Altura</th> <th>Altura</th> <th>$\Delta\sigma_H=$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>0</td><td>0.000</td></tr> <tr><td>0.1</td><td>-0.1</td><td>4.786</td></tr> <tr><td>0.2</td><td>-0.2</td><td>8.073</td></tr> <tr><td>0.5</td><td>-0.5</td><td>9.284</td></tr> <tr><td>0.75</td><td>-0.75</td><td>7.599</td></tr> <tr><td>1</td><td>-1</td><td>6.182</td></tr> <tr><td>2</td><td>-2</td><td>3.376</td></tr> <tr><td>3</td><td>-3</td><td>2.302</td></tr> <tr><td>4</td><td>-4</td><td>1.744</td></tr> <tr><td>5</td><td>-5</td><td>1.397</td></tr> </tbody> </table>	Presión Horizontal Inducida lado 1			Altura	Altura	$\Delta\sigma_H=$	0	0	0.000	0.1	-0.1	4.786	0.2	-0.2	8.073	0.5	-0.5	9.284	0.75	-0.75	7.599	1	-1	6.182	2	-2	3.376	3	-3	2.302	4	-4	1.744	5	-5	1.397		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">Presión Equivalente</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Presión N° 01</th> <th colspan="2">Presión N° 02</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>h1</td><td>1.8</td><td>h1</td><td>2.80</td></tr> <tr><td>ps</td><td>3.38</td><td>ps</td><td>1.40</td></tr> <tr><td>pi</td><td>9.28</td><td>pi</td><td>3.38</td></tr> <tr><td>k'</td><td>1.78</td><td>k'</td><td>0.38</td></tr> <tr><td>q</td><td>1.89</td><td>q</td><td>3.64</td></tr> <tr><td>PS1</td><td>6.22</td><td>PS2</td><td>2.26</td></tr> </tbody> </table>	Presión Equivalente				Presión N° 01		Presión N° 02		h1	1.8	h1	2.80	ps	3.38	ps	1.40	pi	9.28	pi	3.38	k'	1.78	k'	0.38	q	1.89	q	3.64	PS1	6.22	PS2	2.26			
Presión Horizontal Inducida lado 1																																																																									
Altura	Altura	$\Delta\sigma_H=$																																																																							
0	0	0.000																																																																							
0.1	-0.1	4.786																																																																							
0.2	-0.2	8.073																																																																							
0.5	-0.5	9.284																																																																							
0.75	-0.75	7.599																																																																							
1	-1	6.182																																																																							
2	-2	3.376																																																																							
3	-3	2.302																																																																							
4	-4	1.744																																																																							
5	-5	1.397																																																																							
Presión Equivalente																																																																									
Presión N° 01		Presión N° 02																																																																							
h1	1.8	h1	2.80																																																																						
ps	3.38	ps	1.40																																																																						
pi	9.28	pi	3.38																																																																						
k'	1.78	k'	0.38																																																																						
q	1.89	q	3.64																																																																						
PS1	6.22	PS2	2.26																																																																						
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Presión Horizontal Inducida Lado 2</th> </tr> <tr> <th>Altura</th> <th>Altura</th> <th>$\Delta\sigma_H=$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>0.1</td><td>-0.1</td><td>3.8291</td></tr> <tr><td>0.2</td><td>-0.2</td><td>6.4584</td></tr> <tr><td>0.5</td><td>-0.5</td><td>7.4273</td></tr> <tr><td>0.75</td><td>-0.75</td><td>6.0792</td></tr> <tr><td>1</td><td>-1</td><td>4.9455</td></tr> <tr><td>1.8</td><td>-1.8</td><td>2.9768</td></tr> <tr><td>3</td><td>-3</td><td>1.8415</td></tr> <tr><td>4</td><td>-4</td><td>1.3952</td></tr> <tr><td>5</td><td>-5</td><td>1.1179</td></tr> </tbody> </table>	Presión Horizontal Inducida Lado 2			Altura	Altura	$\Delta\sigma_H=$	0	0	0	0.1	-0.1	3.8291	0.2	-0.2	6.4584	0.5	-0.5	7.4273	0.75	-0.75	6.0792	1	-1	4.9455	1.8	-1.8	2.9768	3	-3	1.8415	4	-4	1.3952	5	-5	1.1179		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">Presión Equivalente lado 2</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Presión N° 01</th> <th colspan="2">Presión N° 02</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>h1</td><td>1.80</td><td>h1</td><td>2.80</td></tr> <tr><td>ps</td><td>2.98</td><td>ps</td><td>1.12</td></tr> <tr><td>pi</td><td>7.43</td><td>pi</td><td>2.98</td></tr> <tr><td>k'</td><td>1.34</td><td>k'</td><td>0.36</td></tr> <tr><td>q</td><td>2.22</td><td>q</td><td>3.10</td></tr> <tr><td>PS1</td><td>4.98</td><td>PS2</td><td>1.99</td></tr> </tbody> </table>	Presión Equivalente lado 2				Presión N° 01		Presión N° 02		h1	1.80	h1	2.80	ps	2.98	ps	1.12	pi	7.43	pi	2.98	k'	1.34	k'	0.36	q	2.22	q	3.10	PS1	4.98	PS2	1.99			
Presión Horizontal Inducida Lado 2																																																																									
Altura	Altura	$\Delta\sigma_H=$																																																																							
0	0	0																																																																							
0.1	-0.1	3.8291																																																																							
0.2	-0.2	6.4584																																																																							
0.5	-0.5	7.4273																																																																							
0.75	-0.75	6.0792																																																																							
1	-1	4.9455																																																																							
1.8	-1.8	2.9768																																																																							
3	-3	1.8415																																																																							
4	-4	1.3952																																																																							
5	-5	1.1179																																																																							
Presión Equivalente lado 2																																																																									
Presión N° 01		Presión N° 02																																																																							
h1	1.80	h1	2.80																																																																						
ps	2.98	ps	1.12																																																																						
pi	7.43	pi	2.98																																																																						
k'	1.34	k'	0.36																																																																						
q	2.22	q	3.10																																																																						
PS1	4.98	PS2	1.99																																																																						
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Presión Horizontal Inducida Lado 2</th> </tr> <tr> <th>Altura</th> <th>Altura</th> <th>$\Delta\sigma_H=$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>0.000</td><td>0.000</td></tr> <tr><td>0.1</td><td>-0.100</td><td>0.957</td></tr> <tr><td>0.2</td><td>-0.200</td><td>1.615</td></tr> <tr><td>0.5</td><td>-0.500</td><td>1.857</td></tr> <tr><td>0.75</td><td>-0.750</td><td>1.520</td></tr> <tr><td>1</td><td>-1.000</td><td>1.236</td></tr> <tr><td>2</td><td>-2.000</td><td>0.675</td></tr> <tr><td>3</td><td>-3.000</td><td>0.460</td></tr> <tr><td>4</td><td>-4.000</td><td>0.349</td></tr> <tr><td>5</td><td>-5.000</td><td>0.279</td></tr> <tr><td>6</td><td>-6.000</td><td>0.231</td></tr> </tbody> </table>	Presión Horizontal Inducida Lado 2			Altura	Altura	$\Delta\sigma_H=$	0	0.000	0.000	0.1	-0.100	0.957	0.2	-0.200	1.615	0.5	-0.500	1.857	0.75	-0.750	1.520	1	-1.000	1.236	2	-2.000	0.675	3	-3.000	0.460	4	-4.000	0.349	5	-5.000	0.279	6	-6.000	0.231		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">Presión Equivalente lado 3</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Presión N° 01</th> <th colspan="2">Presión N° 02</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>h1</td><td>1.800</td><td>h1</td><td>2.800</td></tr> <tr><td>ps</td><td>0.675</td><td>ps</td><td>0.279</td></tr> <tr><td>pi</td><td>1.857</td><td>pi</td><td>0.675</td></tr> <tr><td>k'</td><td>0.357</td><td>k'</td><td>0.077</td></tr> <tr><td>q</td><td>1.892</td><td>q</td><td>3.639</td></tr> <tr><td>PS1</td><td>1.24</td><td>PS2</td><td>0.45</td></tr> </tbody> </table>	Presión Equivalente lado 3				Presión N° 01		Presión N° 02		h1	1.800	h1	2.800	ps	0.675	ps	0.279	pi	1.857	pi	0.675	k'	0.357	k'	0.077	q	1.892	q	3.639	PS1	1.24	PS2	0.45
Presión Horizontal Inducida Lado 2																																																																									
Altura	Altura	$\Delta\sigma_H=$																																																																							
0	0.000	0.000																																																																							
0.1	-0.100	0.957																																																																							
0.2	-0.200	1.615																																																																							
0.5	-0.500	1.857																																																																							
0.75	-0.750	1.520																																																																							
1	-1.000	1.236																																																																							
2	-2.000	0.675																																																																							
3	-3.000	0.460																																																																							
4	-4.000	0.349																																																																							
5	-5.000	0.279																																																																							
6	-6.000	0.231																																																																							
Presión Equivalente lado 3																																																																									
Presión N° 01		Presión N° 02																																																																							
h1	1.800	h1	2.800																																																																						
ps	0.675	ps	0.279																																																																						
pi	1.857	pi	0.675																																																																						
k'	0.357	k'	0.077																																																																						
q	1.892	q	3.639																																																																						
PS1	1.24	PS2	0.45																																																																						

3.6.7. Presión del Terreno Trapezoidal Equivalente a Rectangular.

Para el caso del proyecto, tenemos 2 Sótanos (1 estacionamiento + 2 semisótanos), por lo que tendremos que utilizar la figura 12 c), para el cálculo del empuje de tierras equivalente. La gráfica, muestra las presiones iniciales, de las cuales se obtendrán las presiones equivalentes para 2 sótanos.

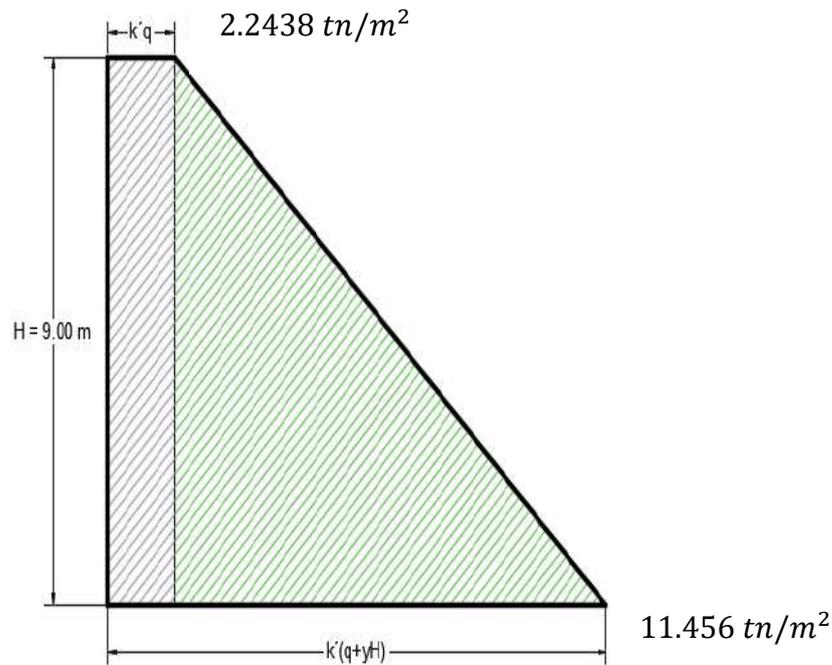


Figura N° 51: Diagrama de presiones de forma trapezoidal sobre el muro de contención

El procedimiento que se ha seguido, ha sido terminar los valores “q” y “k’”; los cuales se han obtenido en función a las presiones conocidas iniciales. Además, ya se tienen los valores conocidos de la altura de cada sótano y del peso específico del suelo; por lo que se ha reemplazado en la figura 12.c), para obtener las presiones equivalentes para el caso de dos sótanos:

$$0.67k' \left(\frac{\gamma_t H}{2} + q \right) = 5.3412 \text{ tn/m}^2$$

$$0.67k' (\gamma_t H + q) = 9.179 \text{ tn/m}^2$$

Luego las fuerzas equivalentes rectangulares serán las que se muestran en la figura N° 52:

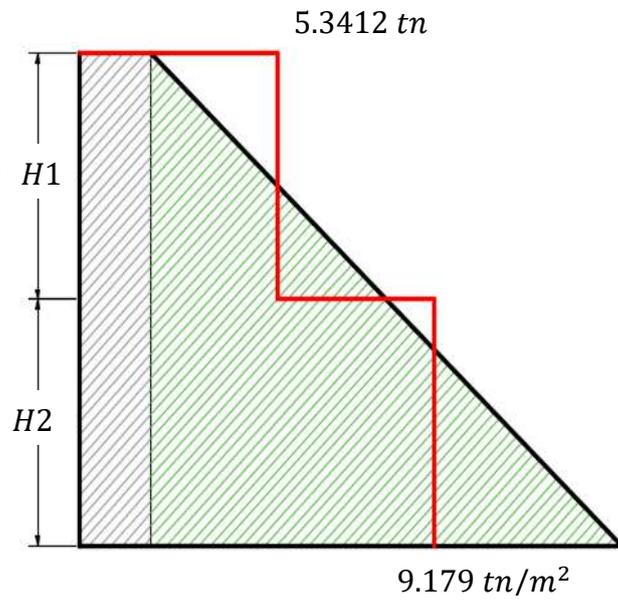


Figura N° 52: Presión del Terreno Equivalente a carga rectangular

3.7. Tratamiento, análisis de datos y presentación de resultados

3.7.1. Tratamiento y análisis de datos.

Se ordenó y clasificó los resultados obtenidos del análisis. Luego se hizo la comparación de los resultados obtenidos. Se comparó el modelo inicial que considera la base empotrada, y los modelos considerando la Interacción Suelo Estructura (D.D. Barkan – O.A. Savinov, Norma Rusa, A.E. Sargsian, N.G. Shariya, ASCE SEI/41-17), los resultados que se han comparado han sido: Fuerzas Internas, Esfuerzos en Placa, Respuesta Dinámica (Periodos, Modos), Cortantes, Desplazamientos máximos y derivas. Además, se lo ha

3.7.2. Presentación de Resultados.

3.7.2.1. Resultados de las Fuerzas Internas

A continuación, se muestra la comparación de los resultados de las fuerzas internas obtenidos del análisis. Se ha hecho la comparación de las Fuerzas Internas en columna, viga, y placa.

3.7.2.1.1. Resultados Fuerzas Internas en Columna.

Se ha tomado una columna representativa para el análisis, la columna es de dimensiones 40*60 cm, y se ubica en el eje B-4. El diseño de columnas se hace considerando efectos de Flexo – compresión (Carga Axial, Momento alrededor del eje Z (M 3-3), y momento alrededor del eje Y (M2-2)), y se han aplicado las combinaciones de diseño de acuerdo a la norma técnica E.060, con la carga sísmica del análisis dinámico modal espectral.

Además, para la construcción del diagrama de demanda/capacidad, no se ha considerado la combinación de envolvente de carga, sino el máximo de cada combinación, establecida en la Norma técnica E.060 (Concreto Armado).

a. Resultados modelo con base empotrada.

Tabla N° 80: Fuerzas Internas en columna. Modelo Base empotrada

Modelo Base Empotrada			
COMBINACIÓN	PU	M3-3	M2-2
CU1	520.71	9.17	10.61
CU2(X, Y)	436.48	24.645	32.78
CU3(X, Y)	206.82	23.49	27.99

Luego, se construyó el diagrama de Interacción, Carga Axial -Momento, considerando el momento flector alrededor del Eje Z (M 3-3), y el momento flector alrededor del eje Y(M 2-2)

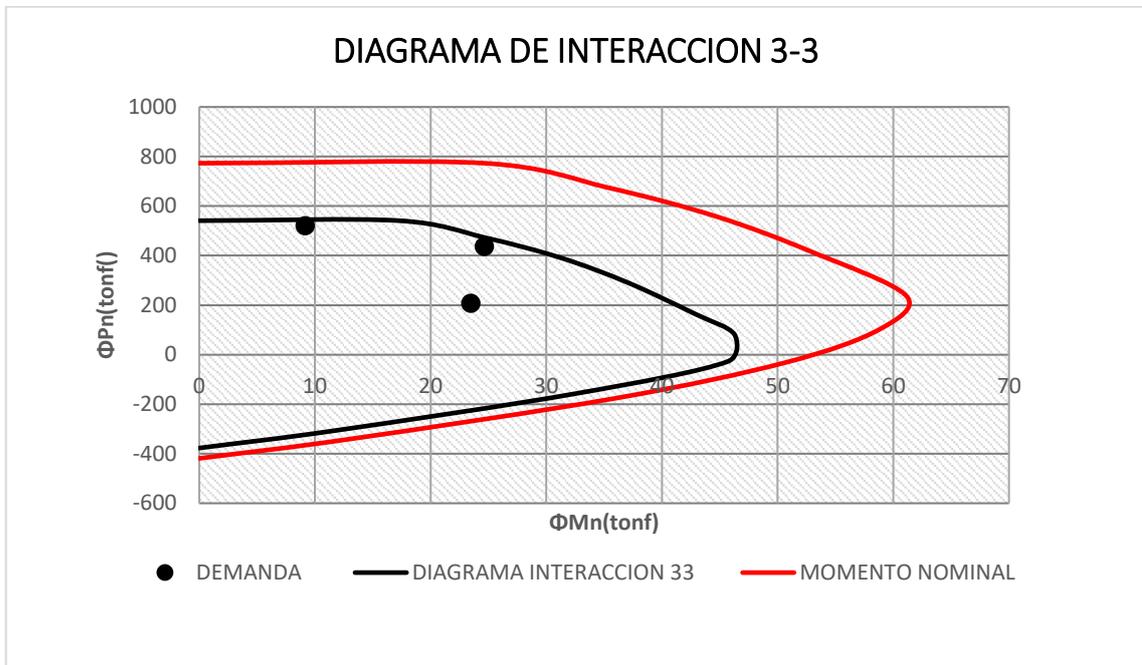


Figura N° 53: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 3-3, modelo Base Fija

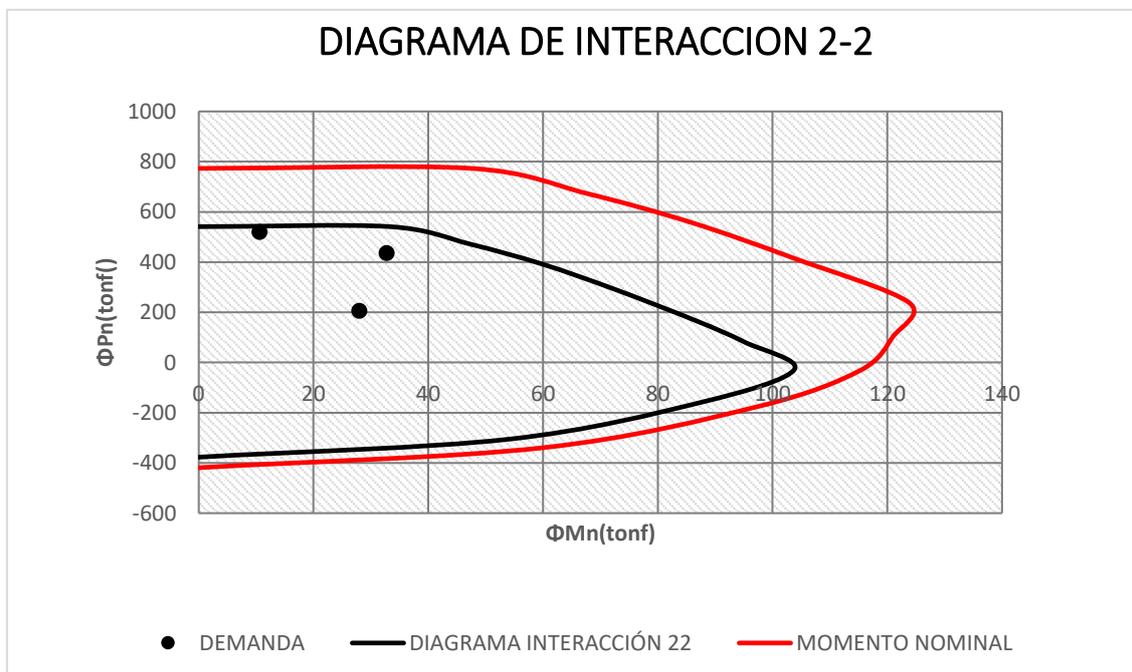


Figura N° 54: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 2-2, modelo Base Fija

b. Resultados Modelo Dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov.

De igual manera, se obtuvo los resultados de las fuerzas internas en la misma columna, considerando el modelo con ISE D.D. Barkan - O.A. Savinov, y se ha procedido a construir el diagrama de interacción de la misma.

Tabla N° 81: Fuerzas Internas en columna. Modelo D.D. Barkan - O.A. Savinov

D.D. Barkan – O.A. Savinov.			
COMB.	PU	M3-3	M2-2
CU1	307.62	15.38	37.14
CU2(X, Y)	259.1	36.294	55.45
CU3(X, Y)	125.55	29.671	40.17

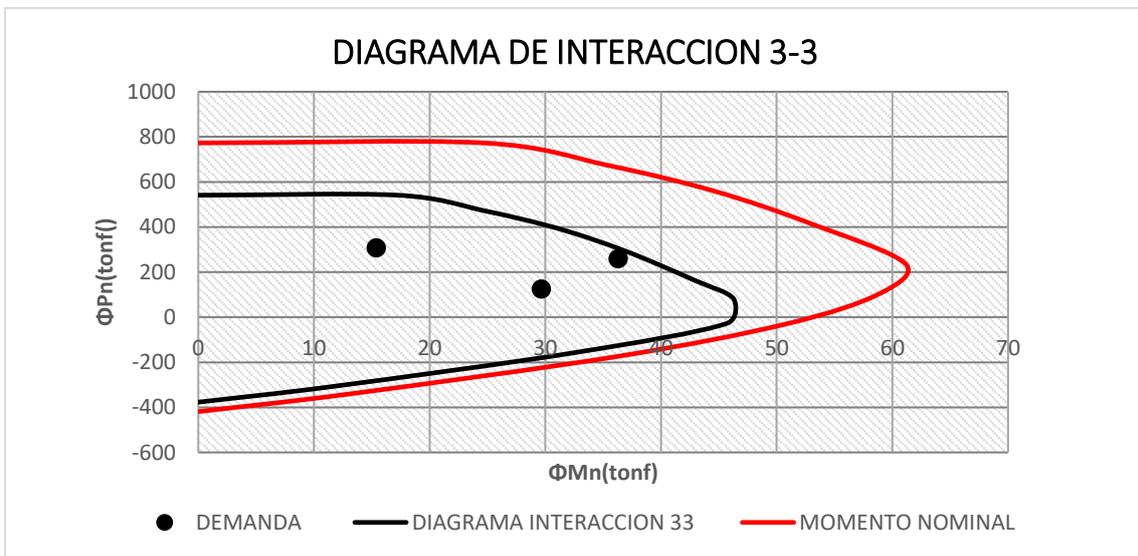


Figura N° 55: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 3-3, modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov

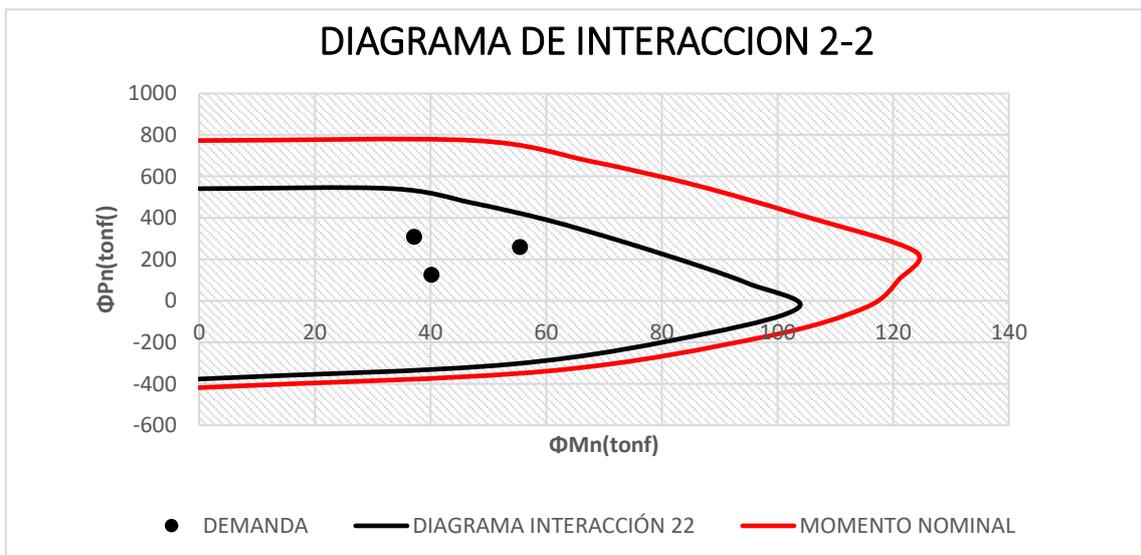


Figura N° 56: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 2-2, modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov

c. Resultados Modelo Dinámico de la Norma Rusa.

De igual manera se muestran los resultados de las fuerzas internas para el modelo dinámico Norma Rusa.

Tabla N° 82: Fuerzas Internas en columna. Modelo Dinámico Norma Rusa

MODELO DINÁMICO NORMA RUSA			
COMB.	PU	M3-3	M2-2
CU1	390.72	9.893	23.39
CU2(X, Y)	327.63	31.53	44.92
CU3(X, Y)	156.05	27.343	34.44

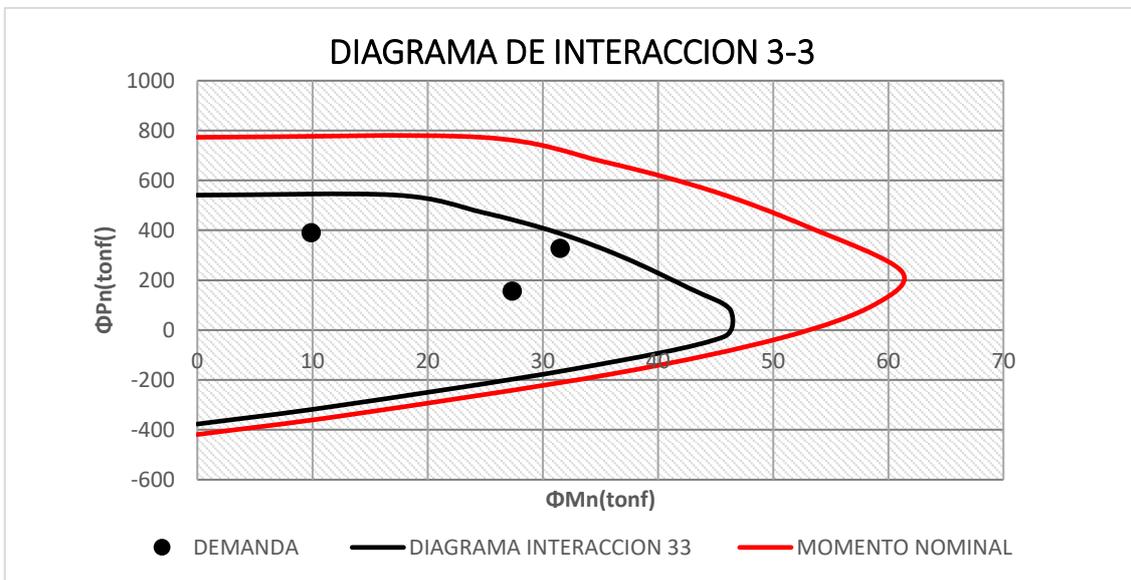


Figura N° 57: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 3-3, modelo Dinámico Norma Rusa

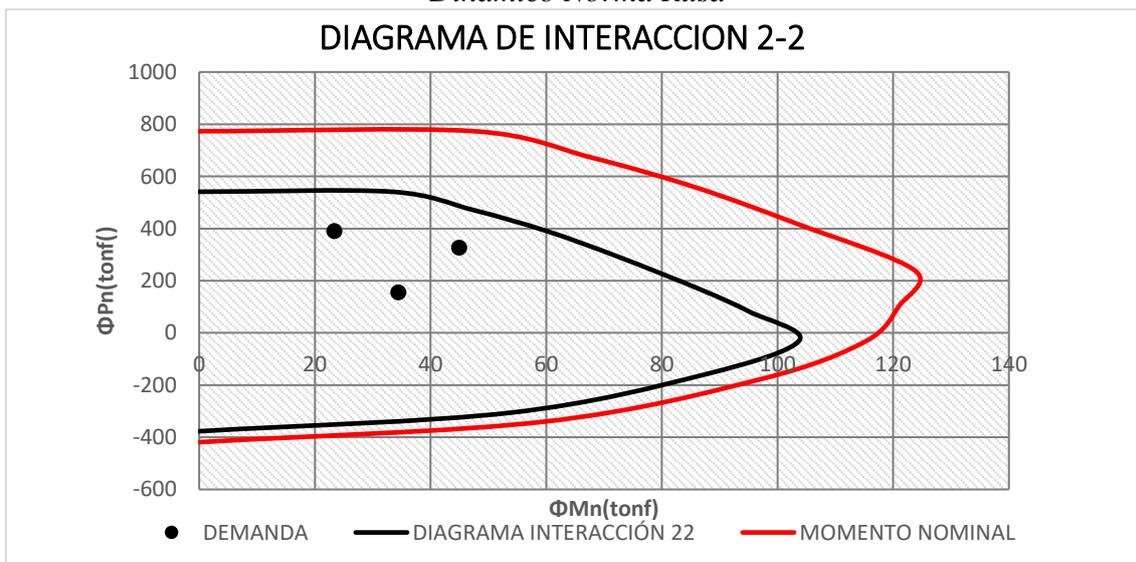


Figura N° 58: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 2-2, modelo Dinámico Norma Rusa

d. Resultados Modelo Dinámico A.E. Sargsian.

Tabla N° 83: Fuerzas Internas en columna. Modelo Dinámico A.E. Sargsian

MODELO A.E. SARGSIAN			
COMB.	PU	M3-3	M2-2
CU1	134.48	32.76	74.88
CU2(X,Y)	113.37	46.75	87.46
CU3(X,Y)	54.77	32.55	55.796

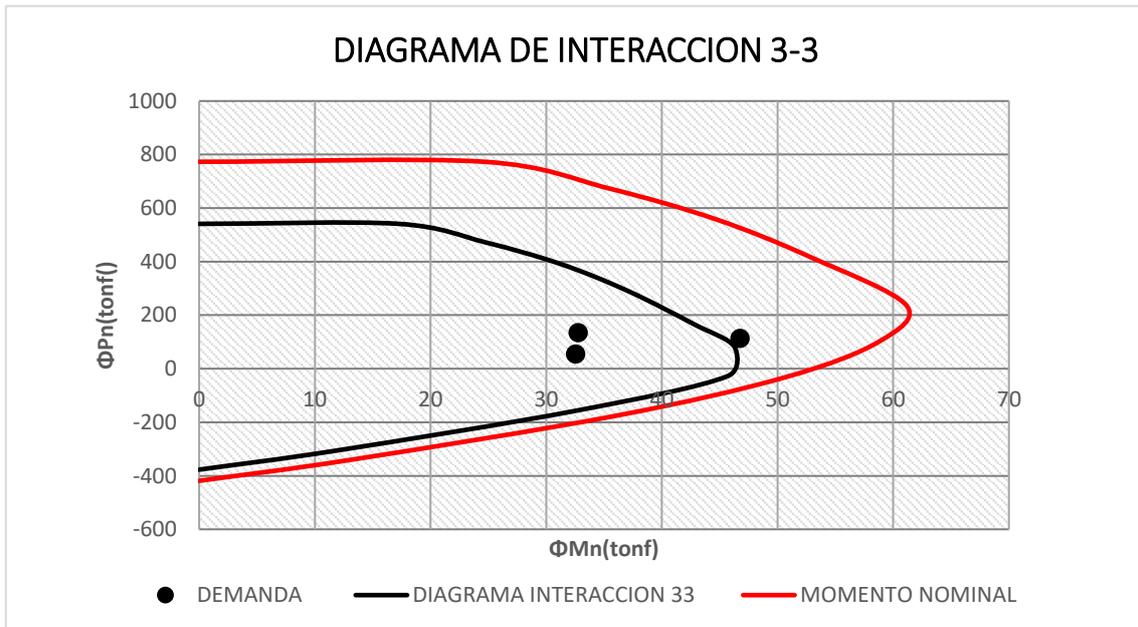


Figura N° 59: *Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 3-3, modelo A.E. Sargsian*

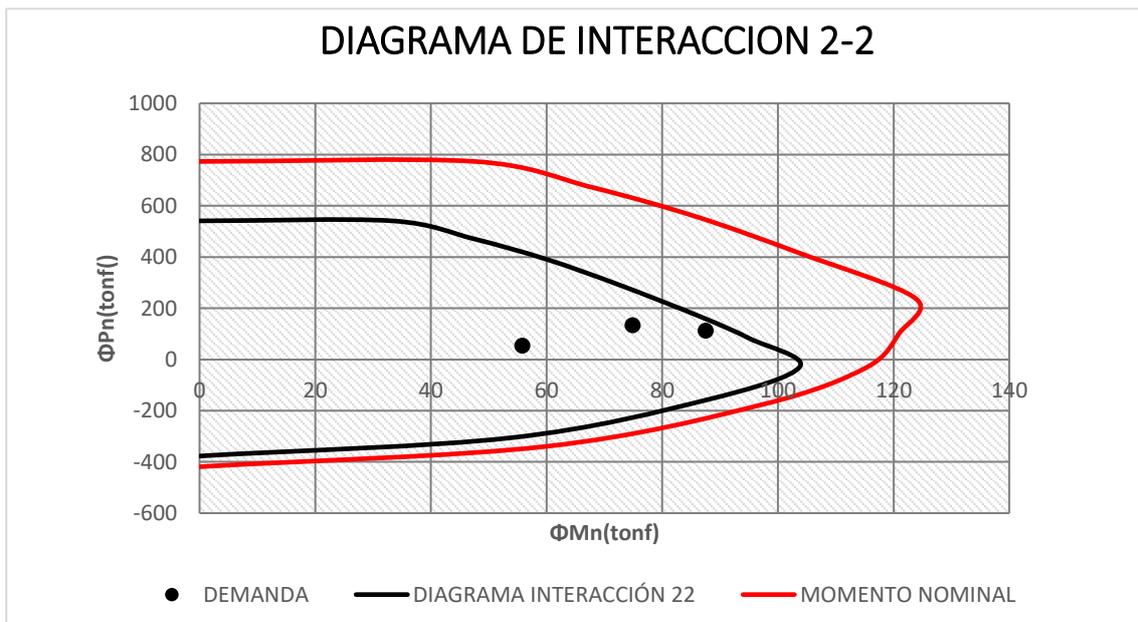


Figura N° 60: *Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 2-2, modelo A.E. Sargsian*

e. Resultados Modelo Dinámico N.G. Shariya.

Tabla N° 84: Fuerzas Internas en columna. Modelo Dinámico N.G. Shariya

MODELO N.G SHARIYA			
COMB.	PU	M3-3	M2-2
CU1	135.42	32.082	70.351
CU2(X, Y)	118.23	45.342	82.782
CU3(X, Y)	52.991	24.57	54.03

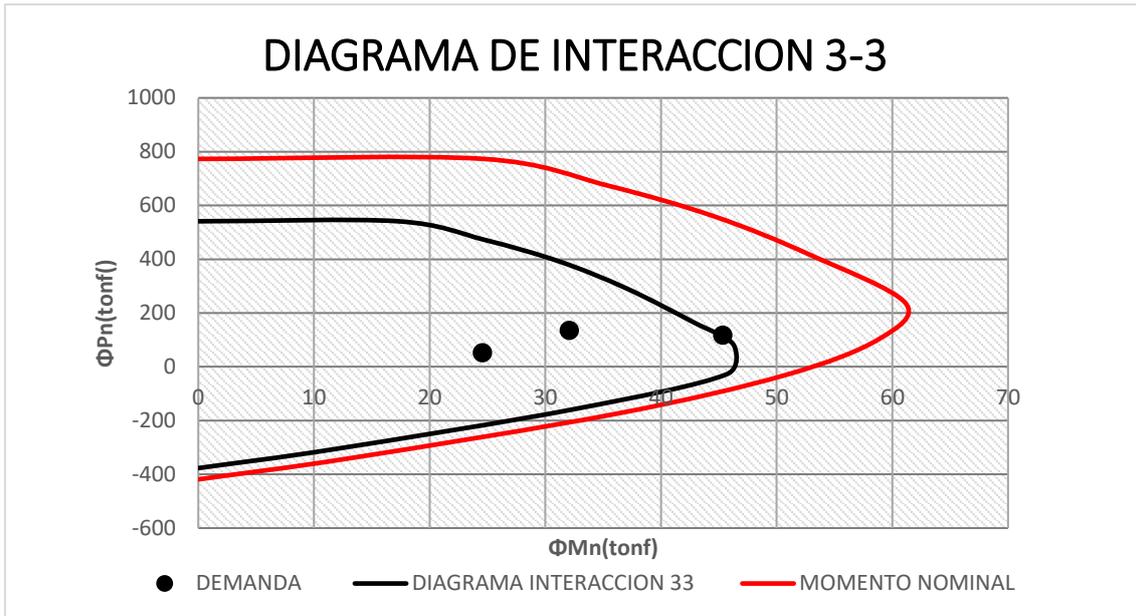


Figura N° 61: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 3-3, modelo N.G. Shariya

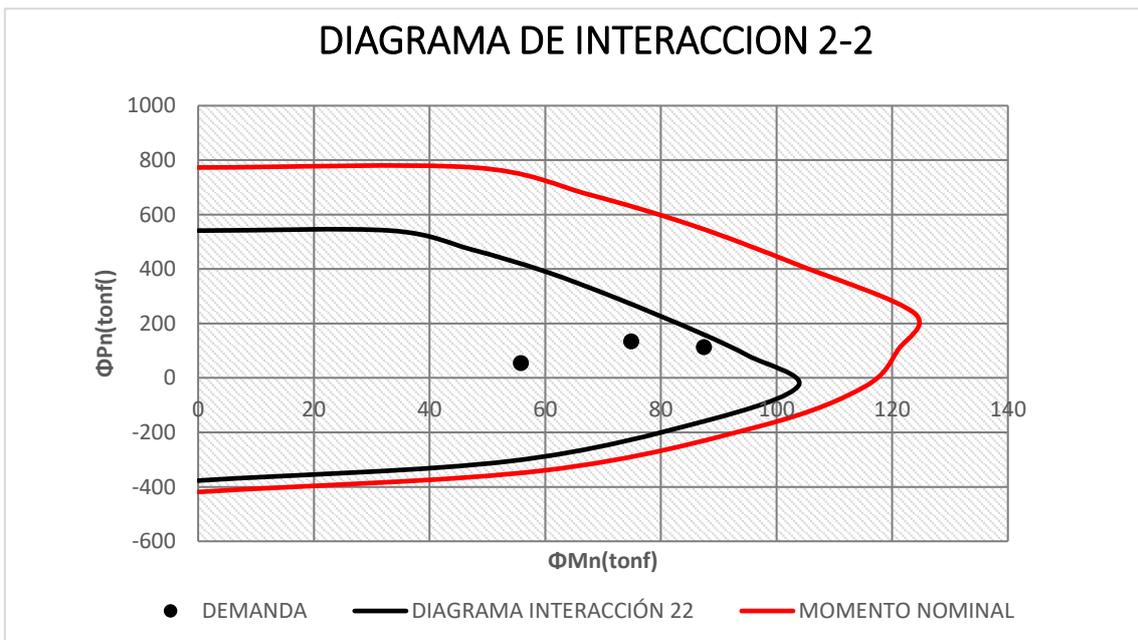


Figura N° 62: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 2-2, modelo N.G. Shariya

f. Resultados modelo ASCE/SEI 41-17 ($V=409.50$ m/s)

Tabla N° 85: Fuerzas Internas en columna. Modelo ASCE/SEI 41-17

MODELO ASCE/SEI 41-17			
COMB.	PU	M3-3	M2-2
CU1	293.84	16.42	38.282
CU2(X,Y)	247.25	37.07	55.494
CU3(X,Y)	118.875	30.08	39.744

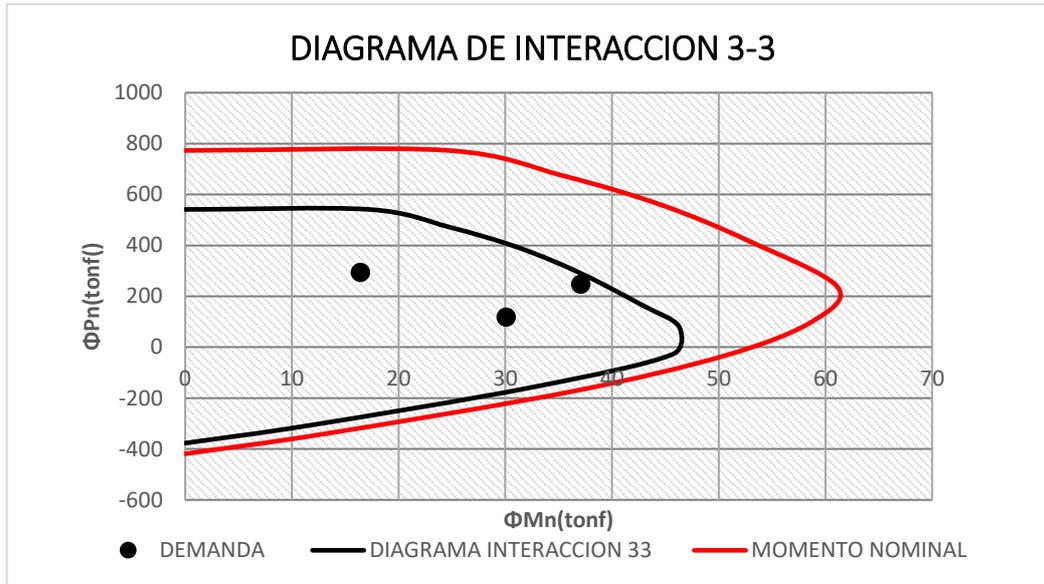


Figura N° 63: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 3-3, modelo ASCE/SEI 41-17

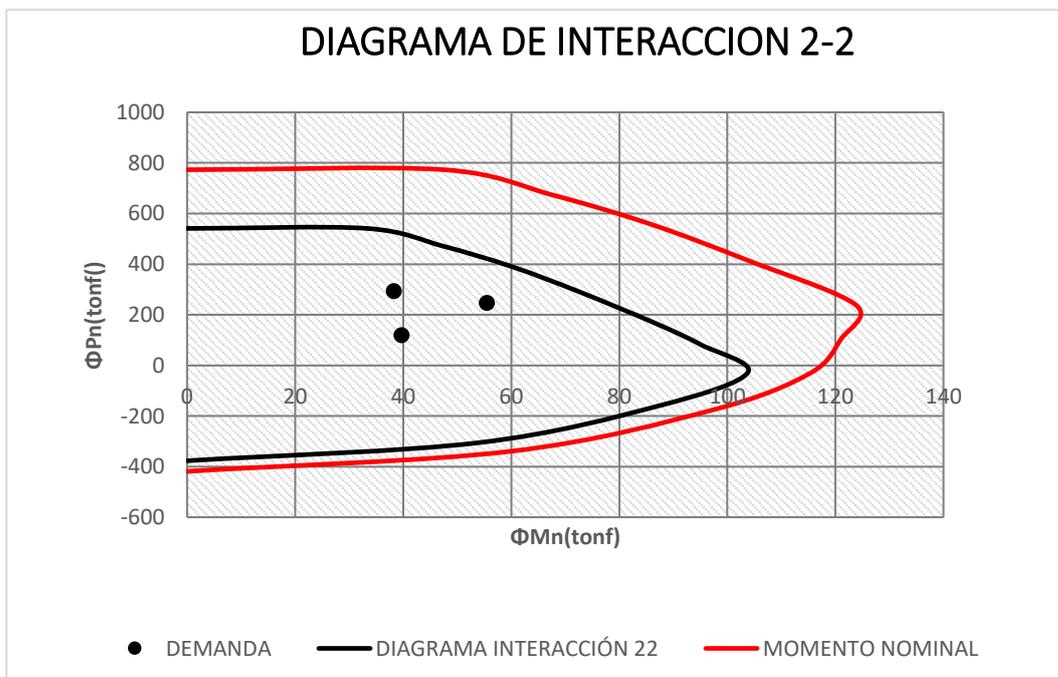


Figura N° 64: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 2-2, modelo ASCE/SEI 41-17

g. Resultados de la comparación general de los modelos analizados

Además, se ha hecho una Tabla comparativa Resumen de las Fuerzas Internas (Carga Axial, Momento alrededor del eje Z, y momento alrededor del eje Y; esto, con la finalidad de ver la variación de las fuerzas internadas considerando el modelo base empotrada y los modelos con Interacción Suelo Estructura, para cada una de las combinaciones de carga. Además, se ha obtenido una comparación de la variación porcentual de los resultados obtenidos.

- Resultados comparación de la carga axial en columnas

Tabla N° 86: Comparación de la Carga Axial en la Columna

MODELO	Carga Axial		
	PU(CU1)	PU(CU2)	PU(CU3)
D.D. Barkan - O.A. Savinov	307.62	259.1	125.55
Norma Rusa	390.72	327.63	156.05
A.E. Sargsian	134.48	113.37	54.77
N.G. Shariya	135.42	118.23	52.991
ASCE/SEI 41-17	293.84	247.25	118.875
Base Empotrada	526.50	436.48	206.82

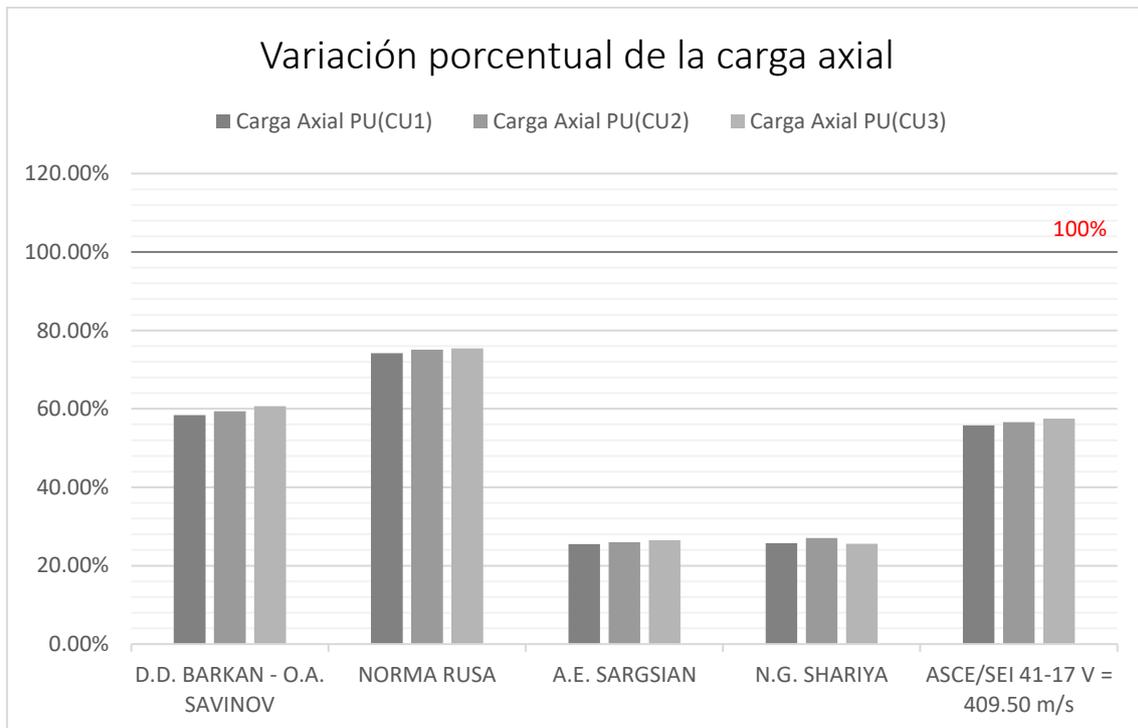


Figura N° 65: Variación Porcentual de la Carga Axial por cada combinación de carga

- **Resultados comparación de los momentos alrededor del eje y (momento 3-3)**

Tabla N° 87: Comparación Del Momento Flector 3-3 en la Columna

MODELO	Momento Flector 3-3		
	M3-3(CU1)	M3-3(CU2)	M3-3(CU3)
D.D. Barkan - O.A. Savinov	15.38	36.294	29.671
Norma Rusa	9.893	31.53	27.343
A.E. Sargsian	32.76	46.75	32.55
N.G. Shariya	32.082	45.342	24.57
ASCE/SEI 41-17	16.42	37.07	30.08
Base Empotrada	9.17	24.645	23.49

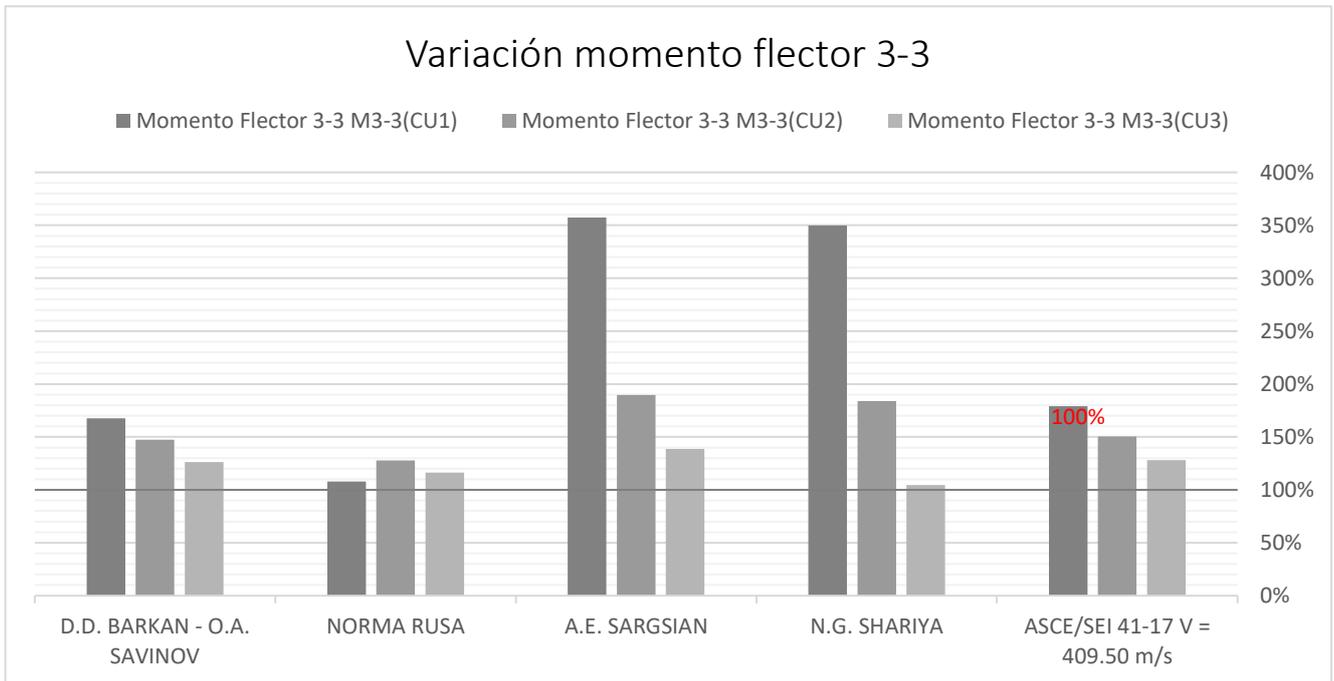


Figura N° 66: Variación Porcentual del Momento alrededor del Eje Y

- **Resultados Comparación de los momentos alrededor del eje z (momento 2-2)h**

Tabla N° 88: Comparación Del Momento Flector 2-2 en la Columna

MODELO	Momento Flector 2-2		
	M2-2(CU1)	M2-2(CU2)	M2-2(CU3)
D.D. Barkan - O.A. Savinov	37.14	55.45	40.17
Norma Rusa	23.39	44.92	34.44
A.E. Sargsian	74.88	87.46	55.796
N.G. Shariya	70.351	82.782	54.03
ASCE/SEI 41-17 V = 409.50 m/s	38.282	55.494	39.744
Base Empotrada	10.61	32.78	27.99

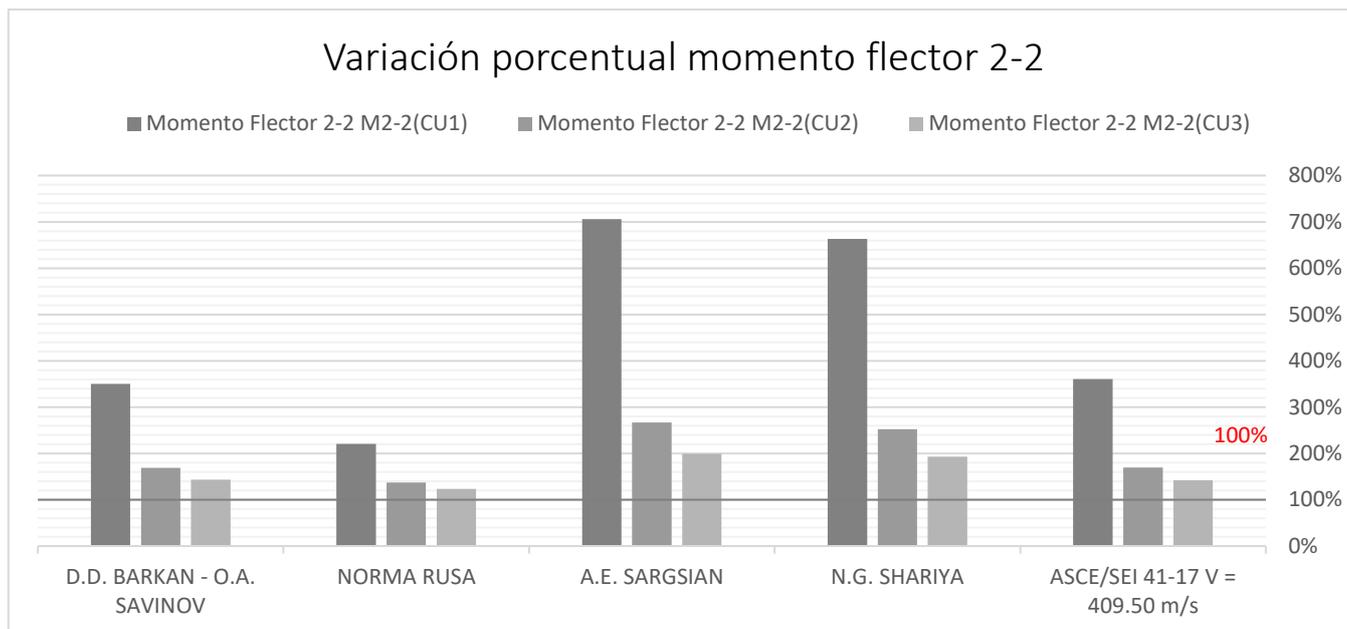


Figura N° 67: Variación Porcentual del Momento alrededor del Eje Z

3.7.2.1.2. Resultados fuerzas internas en viga representativa.

La viga que se analizó, se ubica en el eje 4, entre los ejes B – C. La viga se encuentra en el segundo nivel, debido que en este nivel se dan los máximos resultados. La viga tiene dimensiones 30x60, y una longitud total de 7.285m.

El cálculo del acero de refuerzo en la viga, lo hacemos en función a los valores de las fuerzas Internas Máximas. El momento máximo, para el diseño del acero longitudinal y el esfuerzo cortante máximo, para el diseño de los estribos. Es por ello, que, para tener valores representativos, se ha comparado los momentos máximos positivos y negativos, y cortantes máximos positivos y negativos.

Tabla N° 89: Variación Fuerzas Internas en Viga representativa.

Fuerzas Internas en Viga Representativa.				
MODELO	Máximo Momento Flector		Máxima Fuerza Cortante	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
Modelo base Empotrada	15.48	-36.28	24.93	-24.82
D.D. Barkan - O.A Savinov	16.97	-37.73	24.20	-25.90
Norma Rusa	16.28	-35.92	24.93	-25.05
A.E. Sargsian	23.20	-50.81	19.96	-30.46
N.G. Shariya	22.16	-48.71	19.70	-29.74
ASCE/SEI 41-17	17.05	-37.48	23.92	-25.82

- **Resultados comparación de los momentos positivos y negativos en vigas**

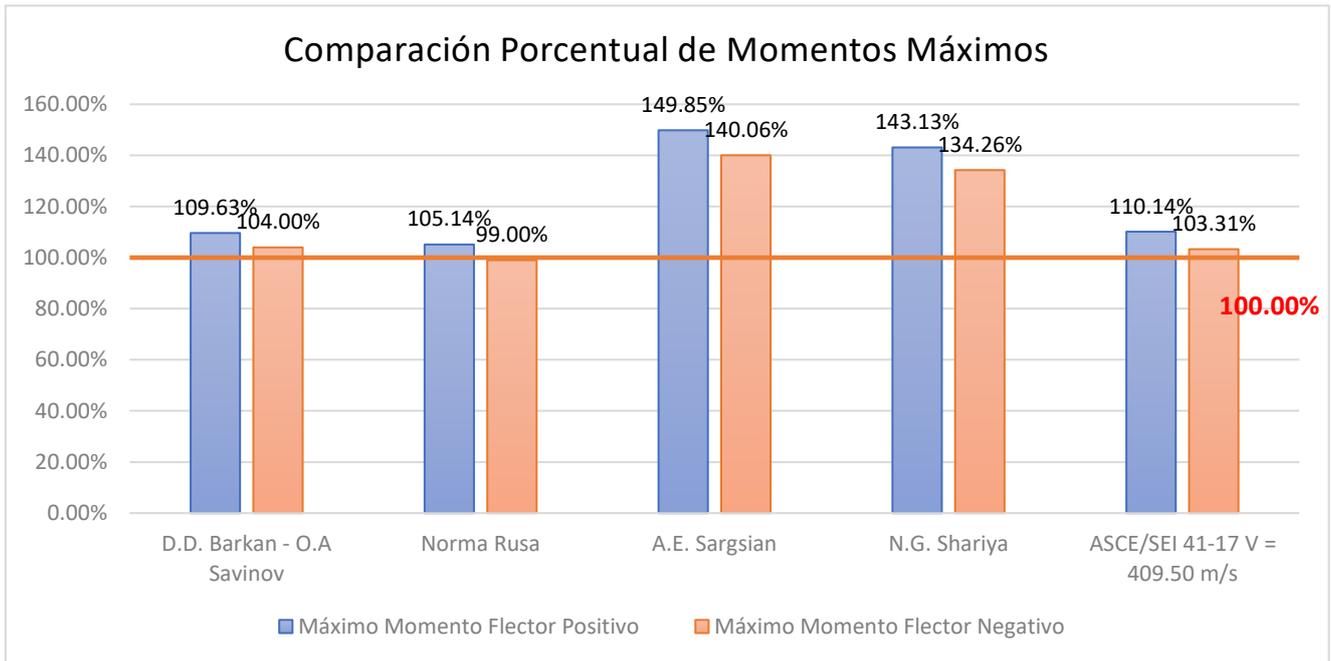


Figura N° 68: Variación porcentual de los momentos máximos positivos y negativos en la viga

- **Resultados comparación de los cortantes máximos y mínimos en vigas**

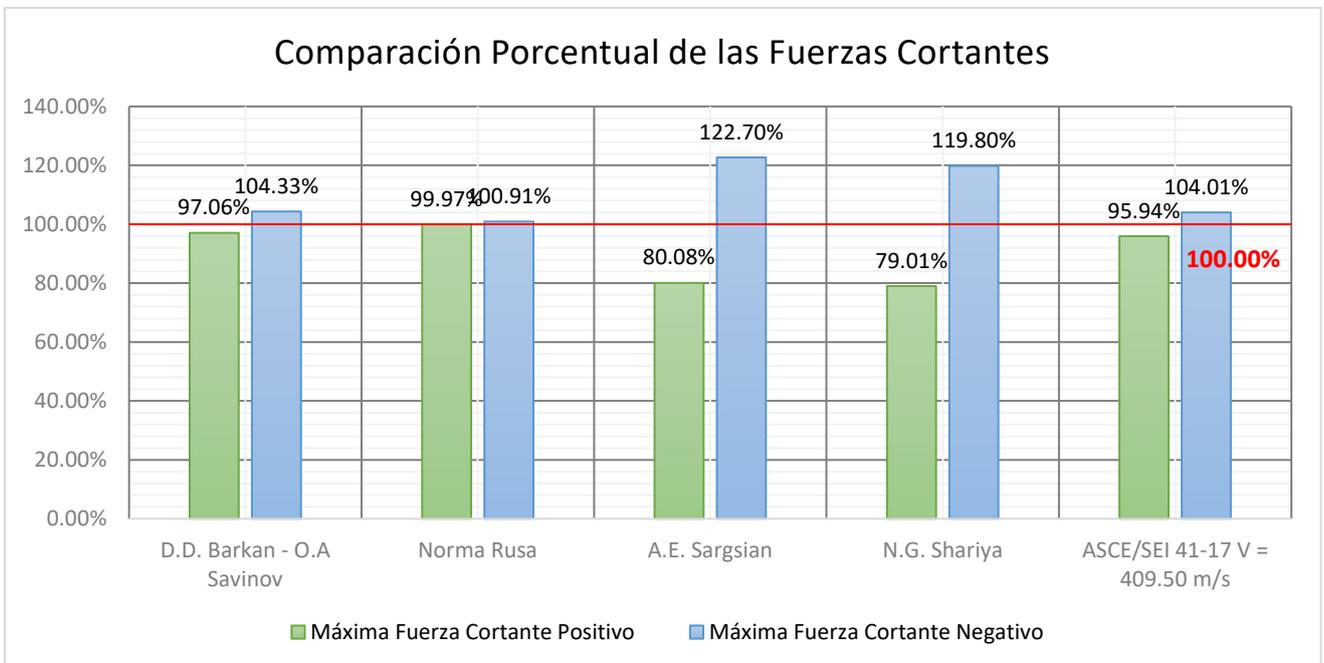


Figura N° 69: Variación porcentual de los cortantes máximos positivos y negativos en la viga

3.7.2.1.3. Resultados fuerzas internas en placa representativa.

La placa que se analizó, se ubica en el eje 1, entre los ejes B - C, correspondiente al nivel del Sótano 02. Para el diseño de Placas, calculamos los valores de Cargas Axiales, Fuerza Cortante y Momentos en ambas direcciones, si bien es cierto se diseña con el Momento máximo, para fines comparativos, también se hizo la verificación de los momentos perpendiculares al muro.

Tabla N° 90: Resumen de las Fuerzas Internas en Placa representativa por cada modelo

Fuerzas Internas en Placas Representativa.				
MODELO	Carga Axial (tn)	Momento Flector 3-3 (tn-m)	Momento Flector 2-2 (tn-m)	Fuerza Cortante (tn)
Modelo base Empotrada	277.18	32.76	92.18	62.88
D.D. Barkan - O.A Savinov	252.07	34.78	74.13	108.97
Norma Rusa	242.87	35.22	66.81	99.88
A.E. Sargsian	310.56	39.50	111.61	103.23
N.G. Shariya	313.04	31.58	133.91	99.02
ASCE/SEI 41-17	253.35	34.55	71.19	111.01

a. Resultados de la comparación de fuerzas axiales

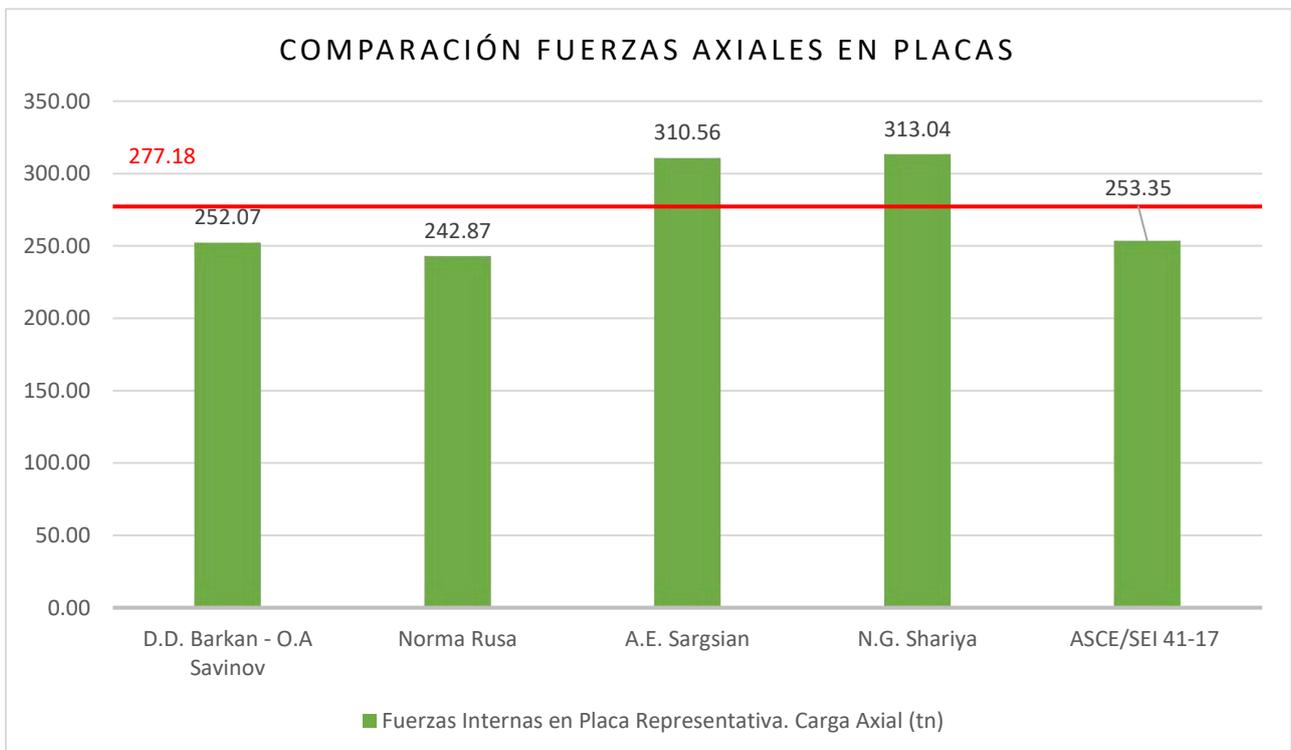


Figura N° 70: Comparación de las Fuerzas Axiales en Placas

b. Resultados de la comparación de momentos.

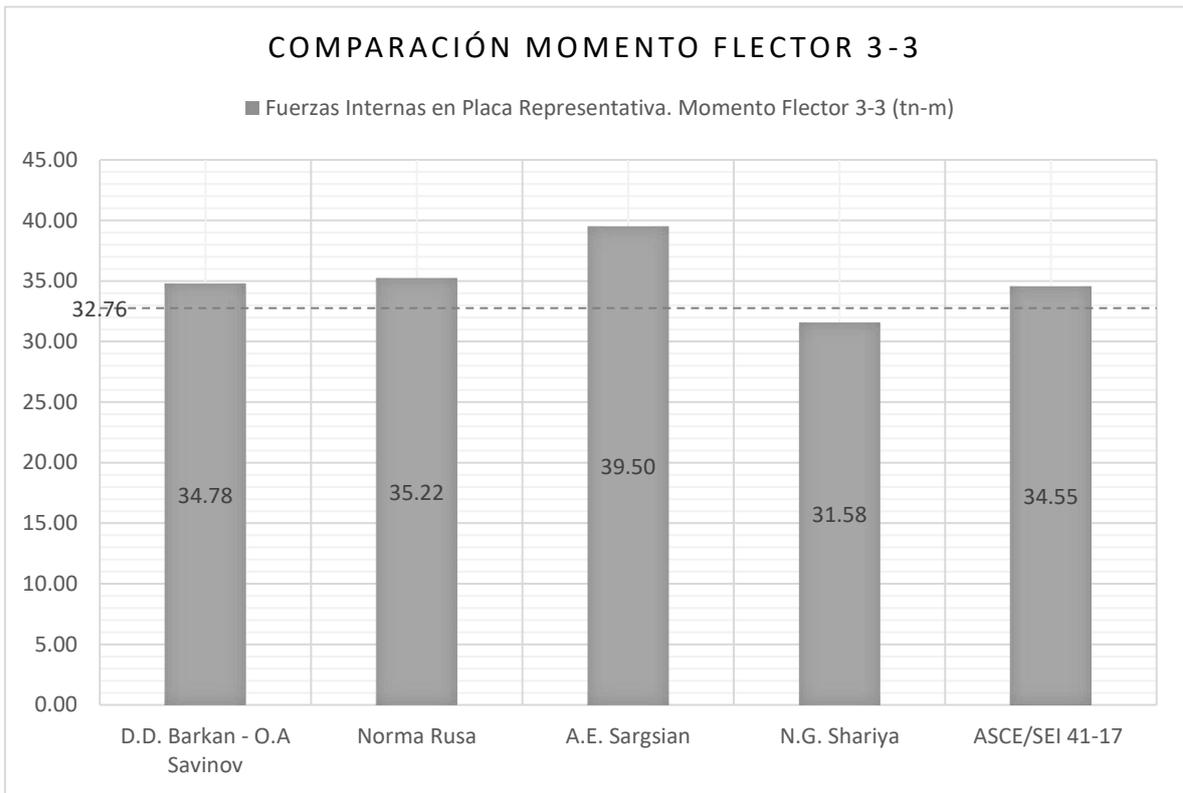


Figura N° 71: Variación porcentual de los momentos flectores 3-3 en la placa

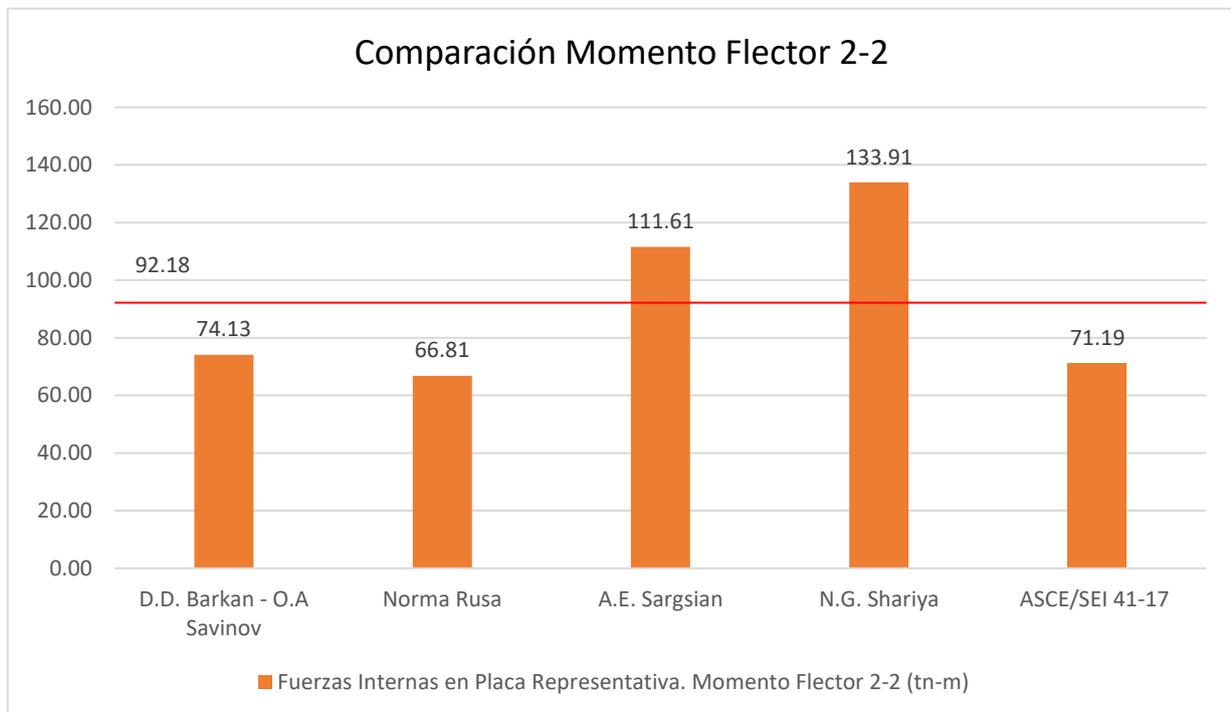


Figura N° 72: Variación porcentual de los de los momentos flectores 2-2 en la placa

c. Resultados comparación de la fuerza cortante en placas

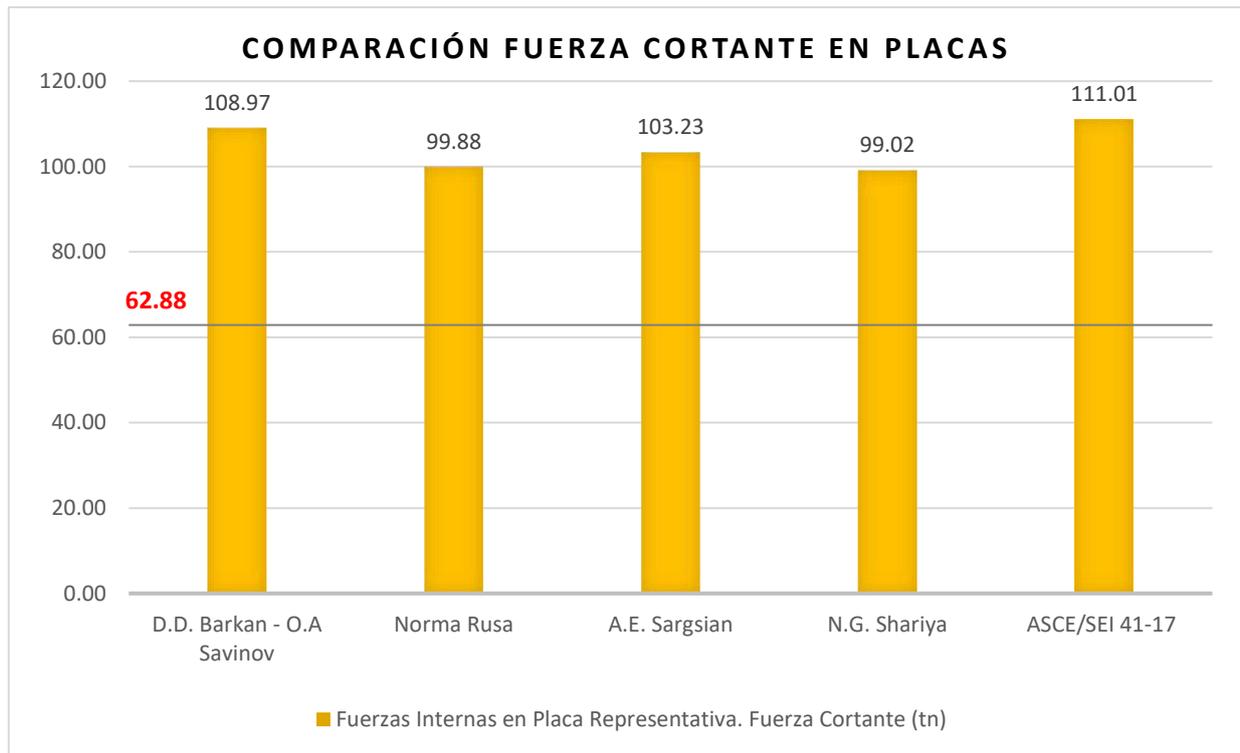


Figura N° 73: Variación porcentual de los Cortantes Máximos Positivo y Negativo en placa representativa

3.7.2.2. Resultados periodos fundamentales de vibración de la estructura y porcentaje de masa participativa.

Del análisis modal, se ha hecho la comparación de los Periodos de los tres primeros modos de vibración de la estructura, considerando el caso que nos brinda el periodo crítico. Este se dio cuando consideramos la excentricidad de la matriz de masas en la dirección X, aplicación de la Fuerza sísmica en la dirección Y, excentricidad geométrica perpendicular a la fuerza del 5% en la dirección X.

En la tabla N° 91, se muestra los periodos fundamentales de vibración de cada modo analizado, y en la tabla N° 92, la variación porcentual. Y, en la tabla N° 93 una comparación porcentual de los resultados del porcentaje de masa participativa para los tres primeros modos de vibración. Todo para el modelo con base empotrada, y los modelos considerando la Interacción Suelo Estructura.

Tabla N° 91: Periodos de vibración de la Estructura para los 3 primeros modos

Periodos Modelo Base Empotrada				
Modo	Periodo	Ux	Uy	Rz
1	0.577	0.0001	0.4606	0.0388
2	0.471	0.4213	0.0009	0.0188
3	0.363	0.0353	0.0374	0.3437
Periodos Modelo D.D. Barkan - O.A. Savinov				
Modo	Periodo	Ux	Uy	Rz
1	0.613	0.003	0.5392	0.0217
2	0.496	0.4874	0.0002	0.0016
3	0.385	0.0274	0.0308	0.3907
Periodos Modelo Norma Rusa				
Modo	Periodo	Ux	Uy	Rz
1	0.595	0.001	0.5012	0.0269
2	0.484	0.452	0.0004	0.0034
3	0.375	0.0314	0.0347	0.3752
Periodos Modelo A.E. Sargsian				
Modo	Periodo	Ux	Uy	Rz
1	0.787	0.0015	0.7158	0.0122
2	0.628	0.704	0.0015	0.0019
3	0.429	0.0074	0.007	0.5031
Periodos Modelo N.G. Shariya				
Modo	Periodo	Ux	Uy	Rz
1	0.868	0.0024	0.8109	0.0295
2	0.718	0.8402	0.0024	0.0047
3	0.473	0.0028	0.0041	0.6886
Periodos Modelo ASCE/SEI 41-17				
Modo	Periodo	Ux	Uy	Rz
1	0.611	0.0001	0.5317	0.0226
2	0.494	0.4774	0.0002	0.0118
3	0.384	0.0276	0.0305	0.3659

Tabla N° 92: Comparación Porcentual de los Periodos de los 3 Primeros Modos

Comparación Porcentual de los Periodos de los 3 Primeros Modos			
Modelo	Ty (Primer Modo)	Tx (Segundo Modo)	Tz (Tercer modo)
Modelo Base Empotrada	100%	100%	100%
D.D. Barkan - O.A. Savinov	106.24%	105.31%	106.06%
Modelo Norma Rusa	103.12%	102.76%	103.31%
Modelo A.E. Sargsian	136.40%	133.33%	118.18%
Modelo N.G. Shariya	150.43%	152.44%	130.30%
Modelo ASCE/SEI 41-17	105.89%	104.88%	105.79%

Tabla N° 93: Variación porcentual, del porcentaje de masa participativa para cada modo.

Comparación del Porcentaje de Masa Participativa del Periodo de los 3 primeros modos			
Modelo	Primer modo	Segundo modo	Tercer Modo
Modelo Base Empotrada	100%	100%	100%
D.D. Barkan - O.A. Savinov	117.06%	115.69%	113.67%
Modelo Norma Rusa	108.81%	107.29%	109.16%
Modelo A.E. Sargsian	155.41%	167.10%	146.38%
Modelo N.G. Shariya	176.05%	199.43%	200.35%
Modelo ASCE/SEI 41-17	115.44%	113.32%	106.46%

3.7.2.3. Resultados esfuerzos en la platea de cimentación

Cuando se ha hecho el modelamiento por los métodos de análisis, se ha tenido 2 formas de modelado, la primera en la cual se ha considerado el dibujo de la platea de cimentación, con la asignación del módulo de balasto vertical y las restricciones traslacionales en X e Y. Y la segunda en la cual no se ha modelado la platea de cimentación, que es el modelamiento tradicional de ISE y en el que se pueden apreciar las diferencias en la respuesta estructural, al compararlo con el modelo con base empotrada.

Para la segunda forma, al modelar considerando la ISE, se ha considerado los coeficientes de Rigidez y Amortiguamiento directamente en los apoyos. Así como la modificación del amortiguamiento para el modelo del ASCE/SEI 41-17, que lo considera directamente en el espectro.

a. Resultados Modelo Dinámico Norma Rusa.

Tabla N° 94: Esfuerzos en platea de cimentación, modelo Norma Rusa

Presión mínima y máxima en la platea:		
Modelo Dinámico Norma Rusa		
Presión Mínima:	0.015	kg/cm^2
Presión Máxima:	0.445	kg/cm^2
Presión Admisible	1.04	kg/cm^2

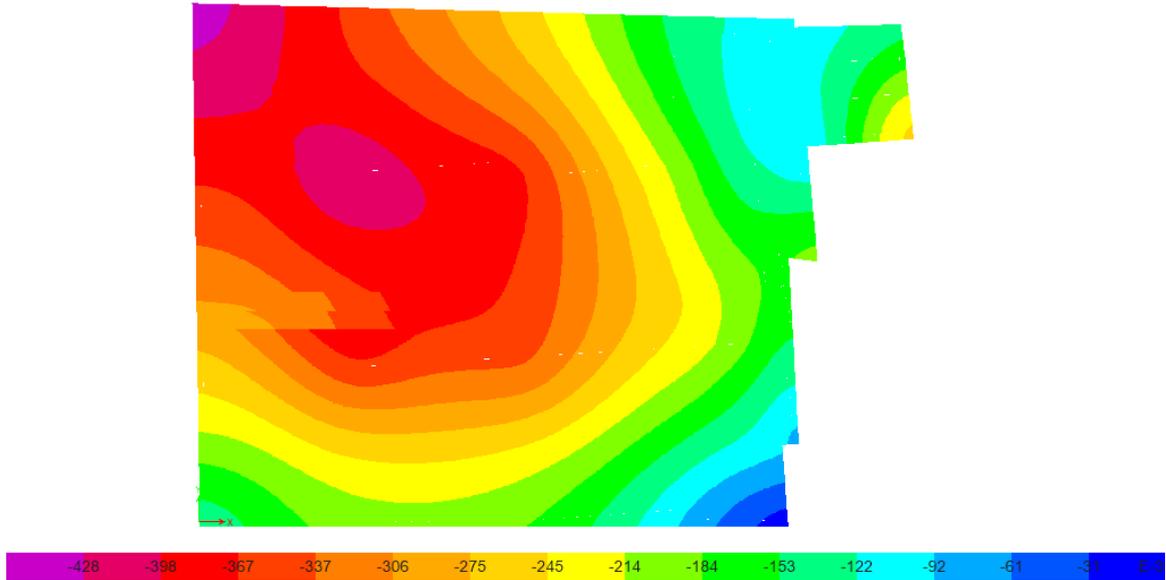


Figura N° 74: Distribución de esfuerzos en la platea de cimentación modelo Norma

Rusa

b. Resultados Modelo Dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov

Tabla N° 95: Esfuerzos en platea de cimentación modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov

Presión mínima y máxima en la platea:		
Modelo Dinámico D.D. Barkan - O.A. Savinov		
Presión Mínima:	0.067	kg/cm^2
Presión Máxima:	0.5	kg/cm^2
Presión Admisible	1.04	kg/cm^2

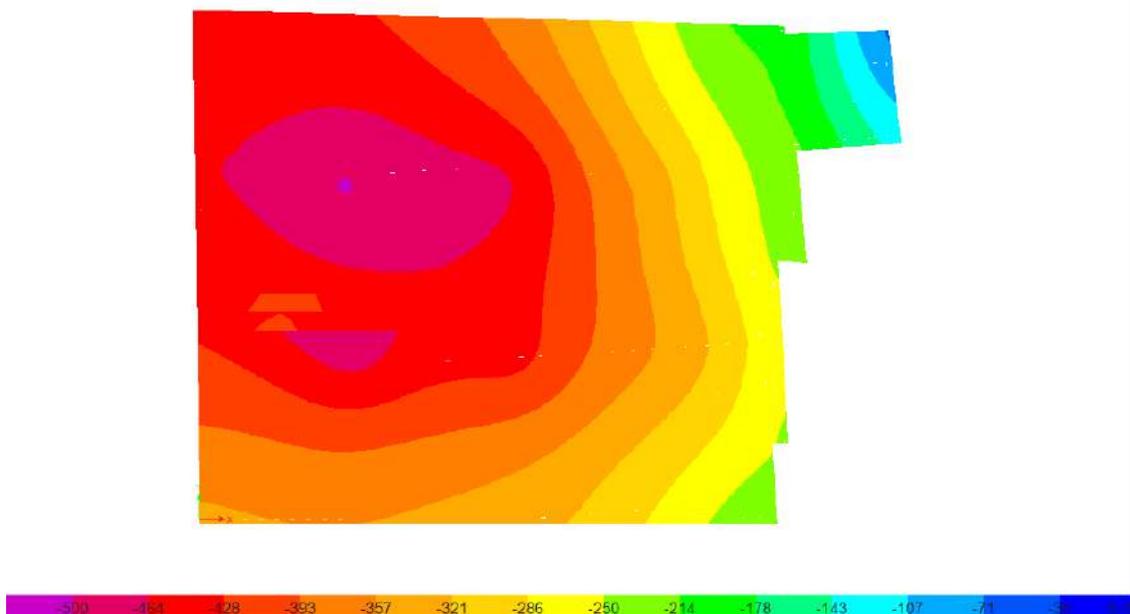


Figura N° 75: Distribución de esfuerzos en la platea de cimentación modelo D.D.

Barkan – O.A. Savinov

c. **Resultados Modelo Dinámico A.E. Sargsian.**

Tabla N° 96: Esfuerzos en platea de cimentación modelo A.E. Sargsian

Presión mínima y máxima en la platea:		
Modelo Dinámico A.E. Sargsian		
Presión Mínima:	0.427(tracción)	kg/cm^2
Presión Máxima:	1.699	kg/cm^2
Presión Admisible	1.04	kg/cm^2

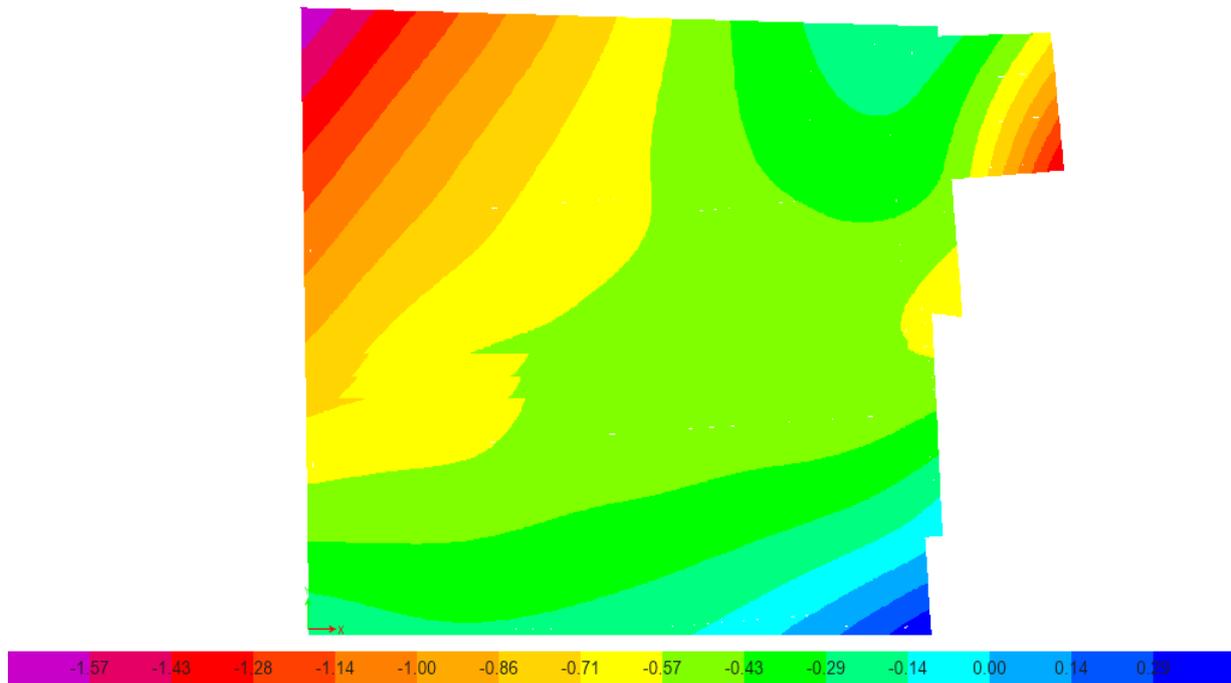
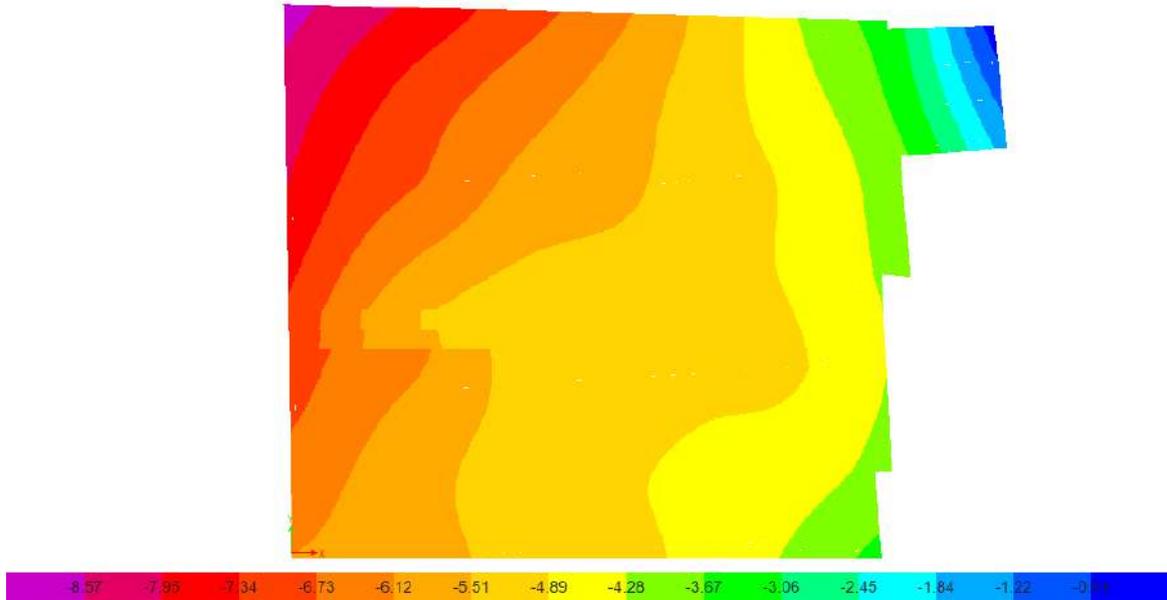


Figura N° 76: Distribución de esfuerzos en la platea de cimentación modelo A.E. Sargsian

d. **Resultados Modelo Dinámico N.G Shariya.**

Tabla N° 97: Esfuerzos en platea de cimentación modelo N.G. Shariya

Presión mínima y máxima en la platea:		
Modelo Dinámico N.G. Shariya		
Presión Mínima:	0.029	kg/cm^2
Presión Máxima:	0.882	kg/cm^2
Presión Admisible	1.04	kg/cm^2



*Figura N° 77: Distribución de esfuerzos en la platea de cimentación modelo N.G.
Shariya*

e. Resultados Modelo ASCE 41-17

Tabla N° 98: Esfuerzos en platea de cimentación modelo ASCE/SEI 41-17

Presión mínima y máxima en la platea:		
Modelo ASCE/SEI 41-17 con V=409.50 m/s		
Presión Mínima:	0.63	kg/cm^2
Presión Máxima:	2.035	kg/cm^2
Presión Admisible	1.04	kg/cm^2

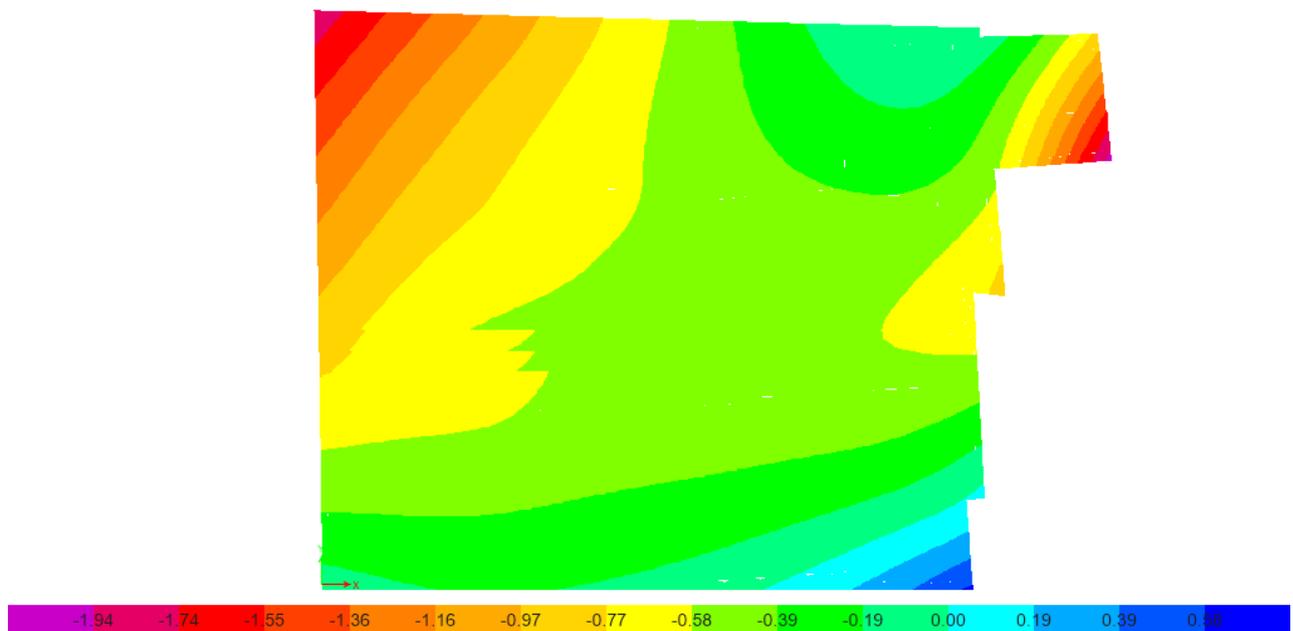


Figura N° 78: Distribución de esfuerzos en la platea modelo ASCE/SEI 41-17

f. Resultados Comparación de los Esfuerzos Generados en la Cimentación, por cada modelo.

En la siguiente tabla, se muestra un cuadro resumen con la comparación de las presiones mínimas y máximas, y un gráfico comparativo de las presiones máximas, para los modelos con Interacción Suelo Estructura.

Tabla N° 99: Comparación de los Esfuerzos en la cimentación en los modelos con ISE

Presión Actuante por carga de servicio		
MODELO	Presión Mínima	Presión Máxima
Norma Rusa	0.015	0.445
D.D. Barkan - O.A Savinov	0.067	0.5
A.E. Sargsian	0.427	1.699
N.G. Shariya	0.029	0.8802
ASCE/SEI 41-17 V	0.63	2.035
Esfuerzo Admisible del EMS	1.04	

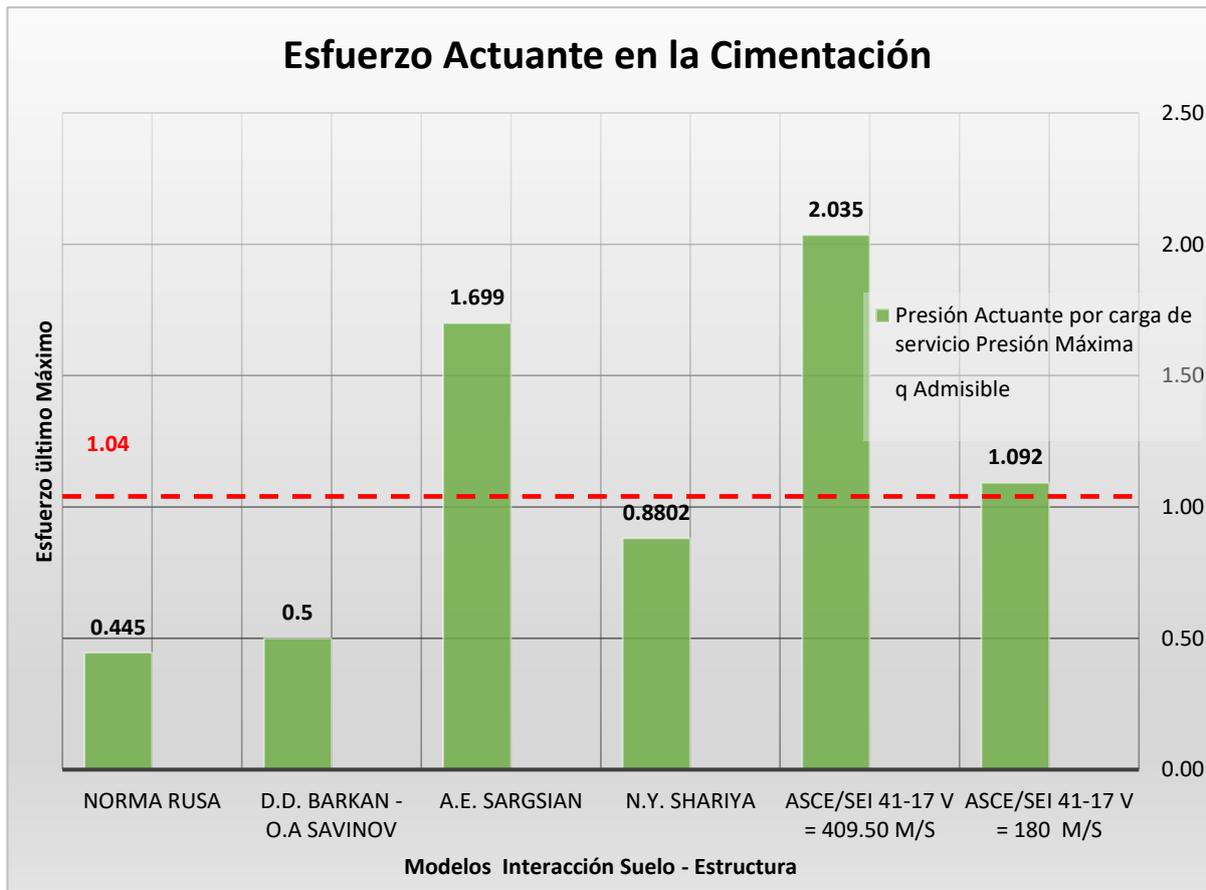


Figura N° 79: Distribución de esfuerzos en platea de cimentación modelo

3.7.2.4. Resultados de la respuesta estructural

Los resultados que se han obtenido, se han organizado en función al análisis sísmico: Análisis Sísmico Estático, Dinámico Modal espectral y Tiempo historia; con los cuales se ha comparado la respuesta estructural del modelo con base empotrada, con la respuesta estructural con los modelos considerando la interacción suelo estructura.

Se ha obtenido, cortantes sísmicos, desplazamientos máximos, derivas de entre piso, periodo fundamental de vibración y se ha procedido a comparar los resultados obtenidos.

3.7.2.5. Resultados del análisis Sísmico Estático

3.7.2.5.1. Cortantes Sísmicos

Se ha obtenidos los cortantes sísmicos para cada modelo, en cada dirección de análisis (X e Y), y se ha hecho la comparación del cortante basal para cada modelo, que es el cortante de diseño.

Tabla N° 100: Comparación de las fuerzas Cortantes Estáticas en la Dirección X

NIVEL	Cortantes Sísmicos Estáticos en la dirección X					
	Base empotrada	D.D Barkan - O.A. Savinov	Modelo Norma Rusa	Modelo A.E. Sargsian	Modelo N.G. Shariya	ASCE/SEI 41-17
Cuarto Nivel	-130.0996	-130.0703	-130.0856	-110.73580	-92.7504	-129.1923
Tercer Nivel	-230.7708	-230.796	-230.7911	-196.61864	-164.7123	-229.2378
Segundo Nivel	-297.1513	-297.3134	-297.2699	-253.26128	-212.163	-295.3041
Primer Nivel	-329.3549	-339.7443	-336.3686	-292.53741	-245.6471	-337.1014
Emergencia	-331.5477	-331.2862	-331.4468	-280.14418	-234.9127	-328.8896
Sótano 1-1	-331.9042	-332.7218	-332.7227	-280.74077	-234.5476	-330.4464
Sótano 1 -2	-335.2236	-334.601	-335.1072	-282.58295	-236.5707	-332.3299
Sótano 2	-335.9216	-335.9216	-335.9216	-286.30134	-239.884	-333.6569

Tabla N° 101: Comparación de las fuerzas Cortantes Estáticas en la Dirección Y

NIVEL	Cortantes Sísmicos Estáticos en la dirección Y					
	Base empotrada	D.D Barkan - O.A. Savinov	Modelo Norma Rusa	Modelo A.E. Sargsian	Modelo N.G. Shariya	ASCE/SEI 41-17
Cuarto Nivel	-128.655	-128.9044	-128.7988	-108.5036	-95.7859	-132.001
Tercer Nivel	-222.6364	-222.7594	-222.7026	-187.0267	-165.0965	-226.6153
Segundo Nivel	-290.08	-290.2412	-290.1938	-243.2352	-214.7229	-293.1501
Primer Nivel	-329.5234	-324.413	-327.5873	-250.9894	-222.0518	-325.1628
Emergencia	-323.728	-317.4392	-320.8677	-246.1570	-217.7759	-318.061
Sótano 1-1	-329.2927	-323.1539	-326.0723	-257.1049	-226.4587	-324.2525
Sótano 1 -2	-338.0989	-337.0125	-338.3861	-275.0770	-242.4696	-338.1928
Sótano 2	-335.9216	-335.9216	-335.9216	-281.5816	-248.5512	-336.8617

3.7.2.5.2. Resultados Comparación del Cortante Basal Estático.

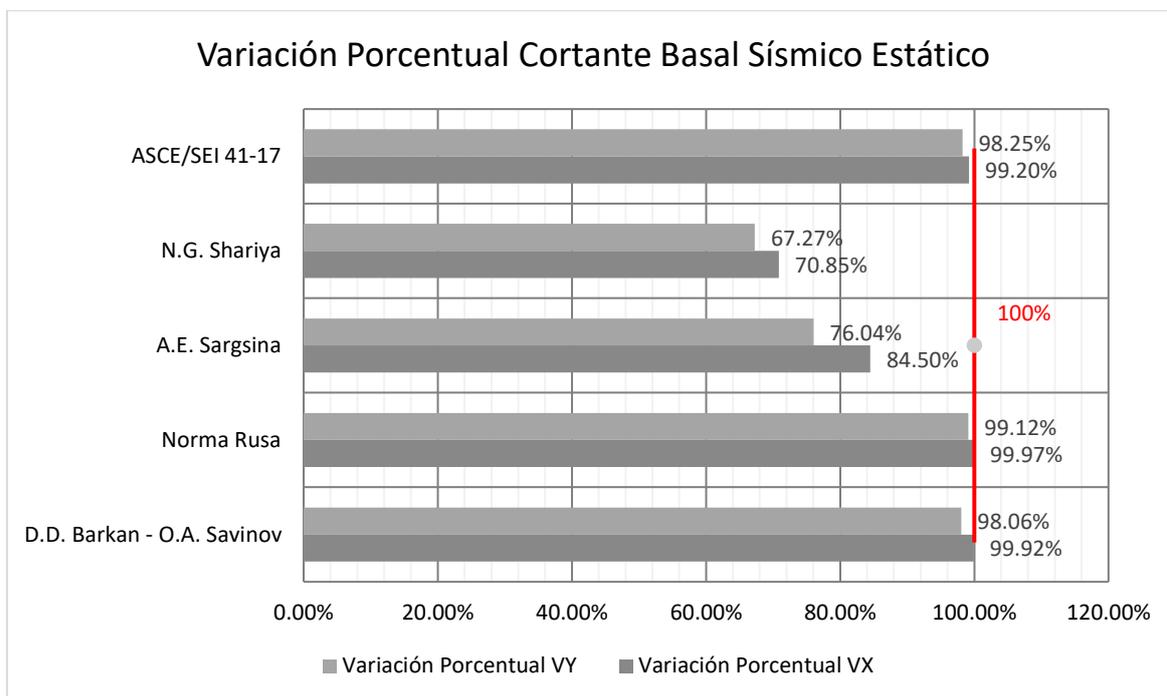


Figura N° 80: Variación Porcentual del cortante Basal Estático para los modelos analizados

3.7.2.5.3. Resultados desplazamientos máximos por Sismo Estático

Se hizo la comparación del desplazamiento máximo de entrepiso, tanto para la dirección X e Y. Además, para tener una mejor comparación de los desplazamientos máximos, se realizó una comparación porcentual del desplazamiento máximo en el último nivel

a) Resultados desplazamiento máximo por Sismo Estático en X

Tabla N° 102: Desplazamiento Máximo Estático por piso dirección X.

Desplazamiento máximo Estático en X por piso(cm)							
Altura Acumulada(m)	Altura Acumulada(m)	Modelo Base Empotrada	Modelo D.D Barkan	Modelo Norma Rusa	Modelo A. E. Sargsian	Modelo N.Y. Shariya	ASCE/SEI 41-17
3.15	19.6	0.0559	0.0607	0.0583	0.0732	0.0707	0.0600
3.15	16.45	0.0421	0.0462	0.0442	0.0582	0.0581	0.0456
3.15	13.3	0.0210	0.0243	0.0226	0.0366	0.0401	0.0238
3	10.15	0.0050	0.0118	0.0087	0.0257	0.0302	0.0115
1.45	7.15	0.0024	0.0074	0.0051	0.0183	0.0237	0.0072
1.45	5.7	0.0012	0.0050	0.0029	0.0142	0.0210	0.0047
1.45	4.25	0.0004	0.0038	0.0021	0.0112	0.0188	0.0036
2.8	2.8	0.0002	0.0025	0.0014	0.0092	0.0171	0.0023
0	0	0.0000	0.0015	0.0008	0.0073	0.0156	0.0011

En la figura N° 81, se muestra la tendencia de los desplazamientos en la dirección X, para cada uno de los modelos analizados.

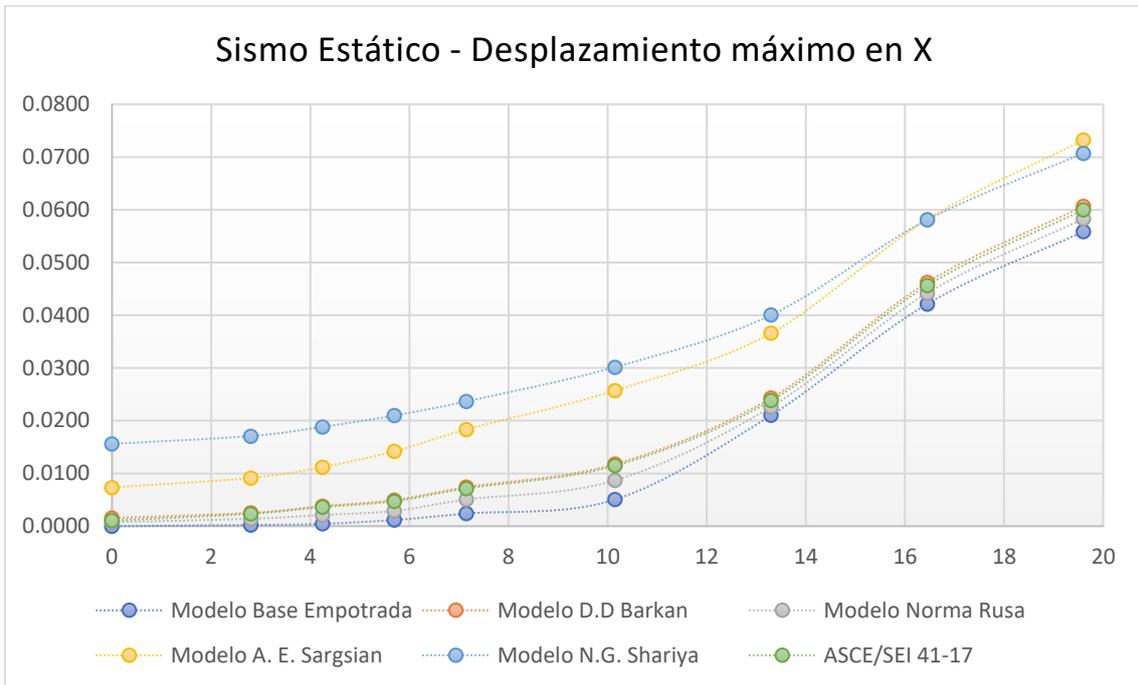


Figura N° 81: Desplazamientos máximos en todos los niveles

Y, la figura N° 82, muestra la comparación porcentual del desplazamiento máximo en la dirección X el último nivel.

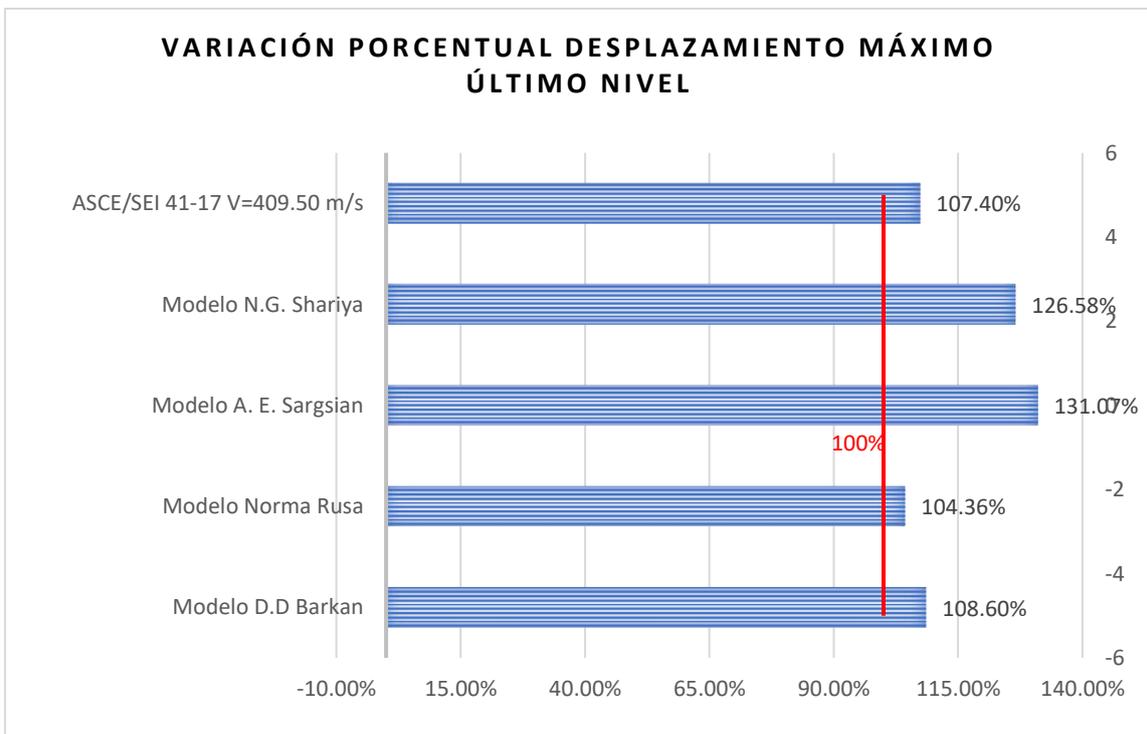


Figura N° 82: Variación porcentual desplazamiento máximo nivel superior dirección X.

b) Resultados desplazamiento máximo por Sismo Estático en Y.

Tabla N° 103: Desplazamiento Máximo Estático por piso dirección Y

Desplazamiento máximo Estático en Y por piso(cm)							
Altura Acumulada(m)	Altura Acumulada(m)	Modelo Base Empotrada	Modelo D.D Barkan	Modelo Norma Rusa	Modelo A. E. Sargsian	Modelo N.G. Shariya	ASCE/SEI 41-17
3.15	19.6	0.0657	0.0766	0.0712	0.1028	0.0992	0.0774
3.15	16.45	0.0509	0.0609	0.0562	0.0844	0.0831	0.0614
3.15	13.3	0.0298	0.0390	0.0347	0.0617	0.0629	0.0391
3	10.15	0.0106	0.0184	0.0148	0.0390	0.0430	0.0182
1.45	7.15	0.0037	0.0092	0.0067	0.0246	0.0304	0.0089
1.45	5.7	0.0018	0.0069	0.0046	0.0199	0.0266	0.0065
1.45	4.25	0.0009	0.0046	0.0029	0.0146	0.0242	0.0042
2.8	2.8	0.0004	0.0032	0.0019	0.0118	0.0217	0.0026
0	0	0.0000	0.0022	0.0012	0.0079	0.0173	0.0015

En la figura N° 83, se muestra la tendencia de los desplazamientos para la dirección Y, para cada uno de los modelos analizados.

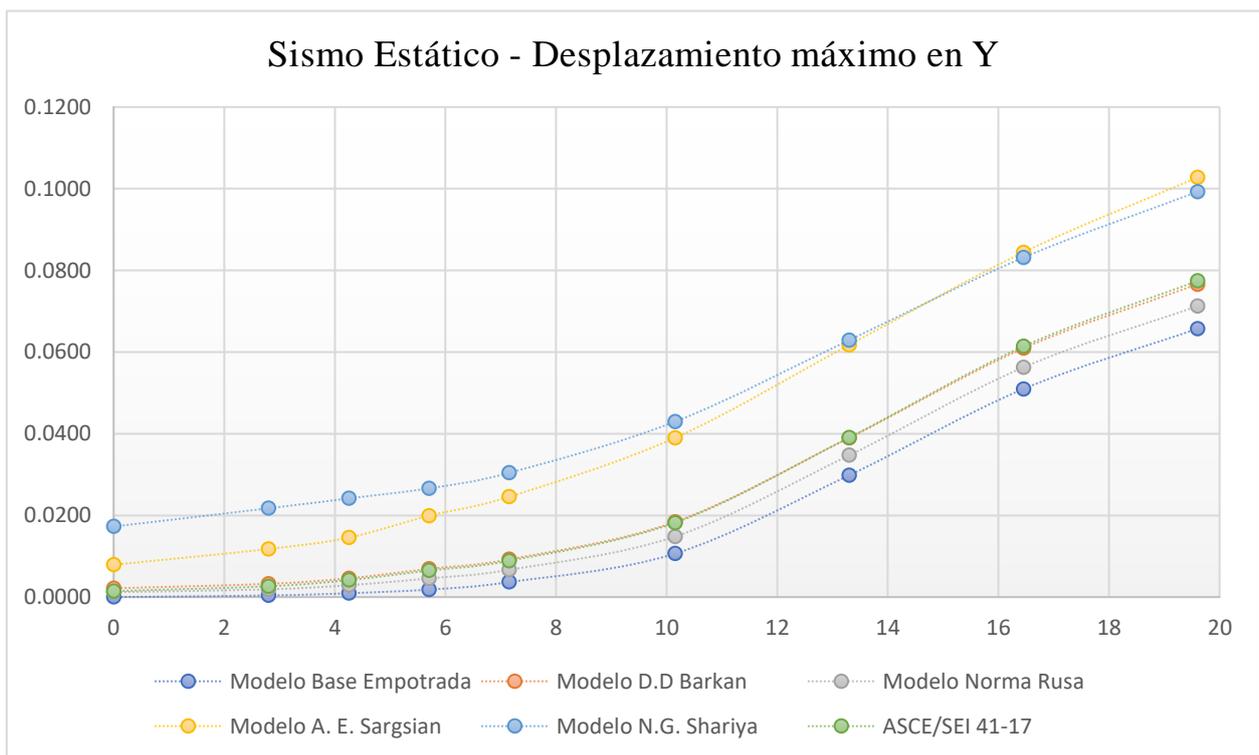


Figura N° 83: Desplazamientos máximos en todos los niveles dirección Y

Y, la figura N° 84, muestra la comparación porcentual del desplazamiento máximo en la dirección Y en el último nivel.

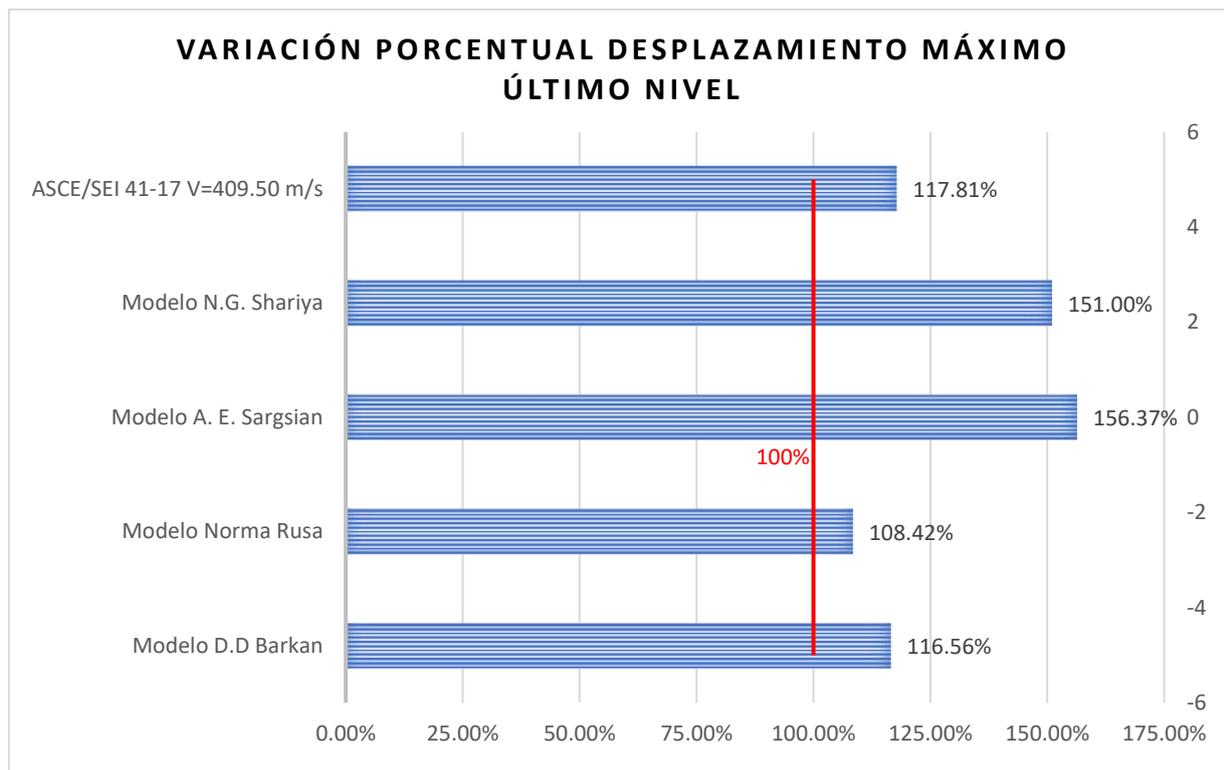


Figura N° 84: Variación porcentual desplazamiento máximo nivel superior dirección Y.

3.7.2.5.4. Resultados derivas de entrepiso por Sismo Estático

Para el cálculo de las derivas de entrepiso, de igual manera se comparó la deriva obtenida del modelo con base empotrada, con las derivas de los modelos dinámicos considerando la Interacción Suelo – Estructura, en ambas direcciones de análisis (X, Y)

a. Derivas de entrepiso por carga de sismo Estático en la Dirección X.

En la tabla N° 104, se muestra las derivas de entre piso, en la dirección X de análisis. Además, en la figura N° 85 se muestra la distribución de las derivas en X por nivel.

Tabla N° 104: Comparación de las derivas estáticas en X por piso

Derivas Estáticas en X por piso(cm)						
NIVEL	Modelo Base Empotrada	Modelo D.D Barkan	Modelo Norma Rusa	Modelo A. E. Sargsian	Modelo N.G. Shariya	ASCE/SEI 41-17
Cuarto Nivel	0.0044	0.0046	0.0045	0.0048	0.0040	0.0046
Tercer Nivel	0.0068	0.0070	0.0069	0.0069	0.0058	0.0070
Segundo Nivel	0.0051	0.0040	0.0045	0.0035	0.0032	0.0040
Primer Nivel	0.0009	0.0015	0.0012	0.0025	0.0022	0.0015
Emergencia	0.0009	0.0017	0.0015	0.0029	0.0019	0.0017
Semisótano 1	0.0005	0.0008	0.0005	0.0021	0.0015	0.0008
Semisótano 2	0.0002	0.0009	0.0005	0.0014	0.0012	0.0009
Sótano	0.0001	0.0004	0.0002	0.0007	0.0005	0.0005

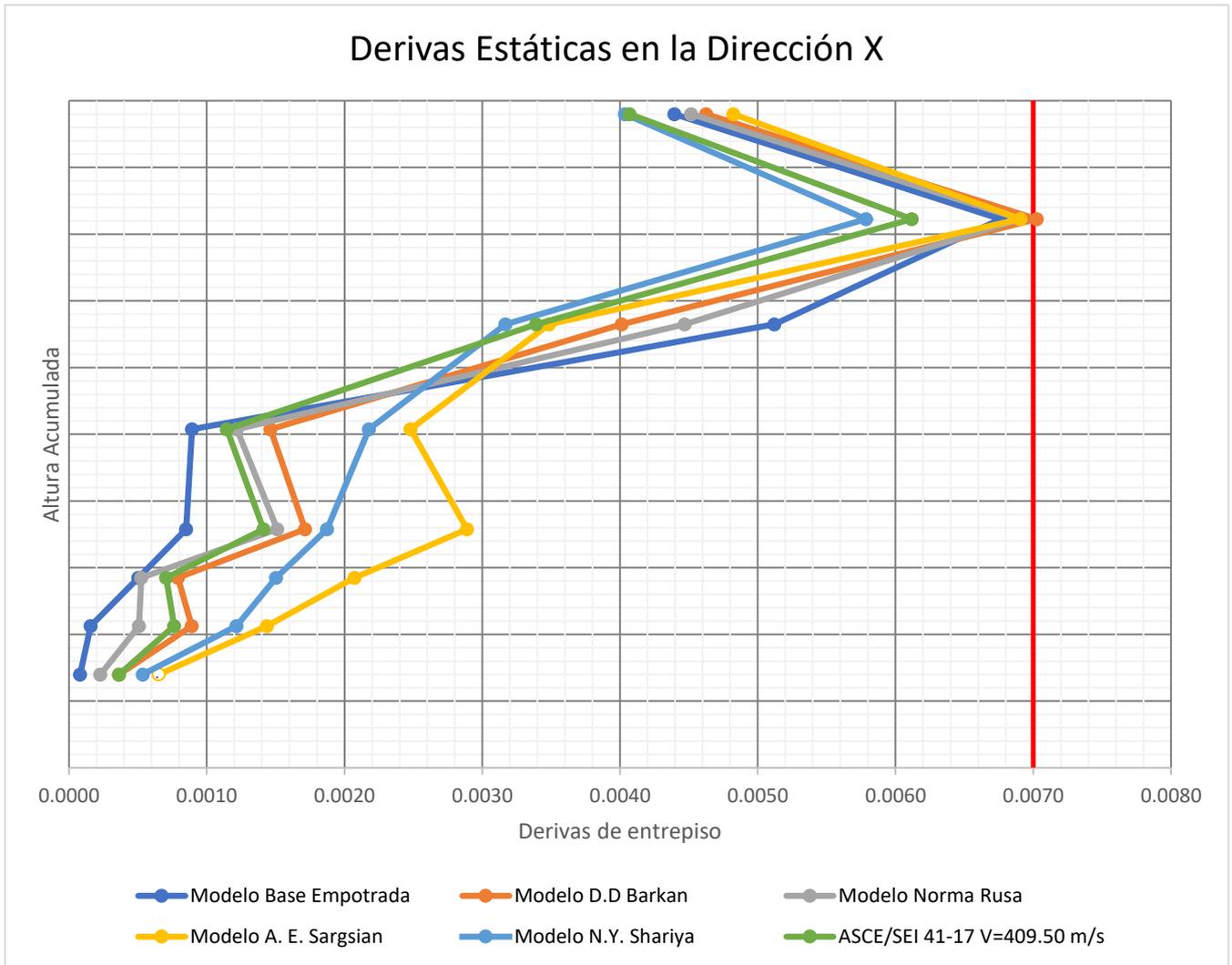


Figura N° 85: Derivas por Sismo Estático en la Dirección de Análisis X.

b. Derivas de entrepiso por carga de sismo Estático en la Dirección Y.

En la tabla N° 105, se muestra las derivas de entre piso, en la dirección Y de análisis. Además, en la figura N° 86 se muestra la distribución de las derivas en Y por nivel.

Tabla N° 105: Comparación de las derivas estáticas en Y por Nivel

Derivas máximas Estáticas en Y por piso(cm)						
NIVEL	Modelo Base Empotrada	Modelo D.D Barkan	Modelo Norma Rusa	Modelo A. E. Sargsian	Modelo N.G. Shariya	ASCE/SEI 41-17
Cuarto Nivel	0.0047	0.0050	0.0048	0.0059	0.0052	0.0051
Tercer Nivel	0.0068	0.0070	0.0069	0.0073	0.0065	0.0071
Segundo Nivel	0.0061	0.0066	0.0064	0.0073	0.0064	0.0067
Primer Nivel	0.0023	0.0031	0.0027	0.0049	0.0042	0.0031
Emergencia	0.0013	0.0016	0.0015	0.0032	0.0026	0.0017
Semisótano 1	0.0006	0.0016	0.0012	0.0037	0.0017	0.0016
Semisótano 2	0.0004	0.0009	0.0007	0.0019	0.0017	0.0011
Sótano	0.0001	0.0004	0.0002	0.0014	0.0016	0.0004

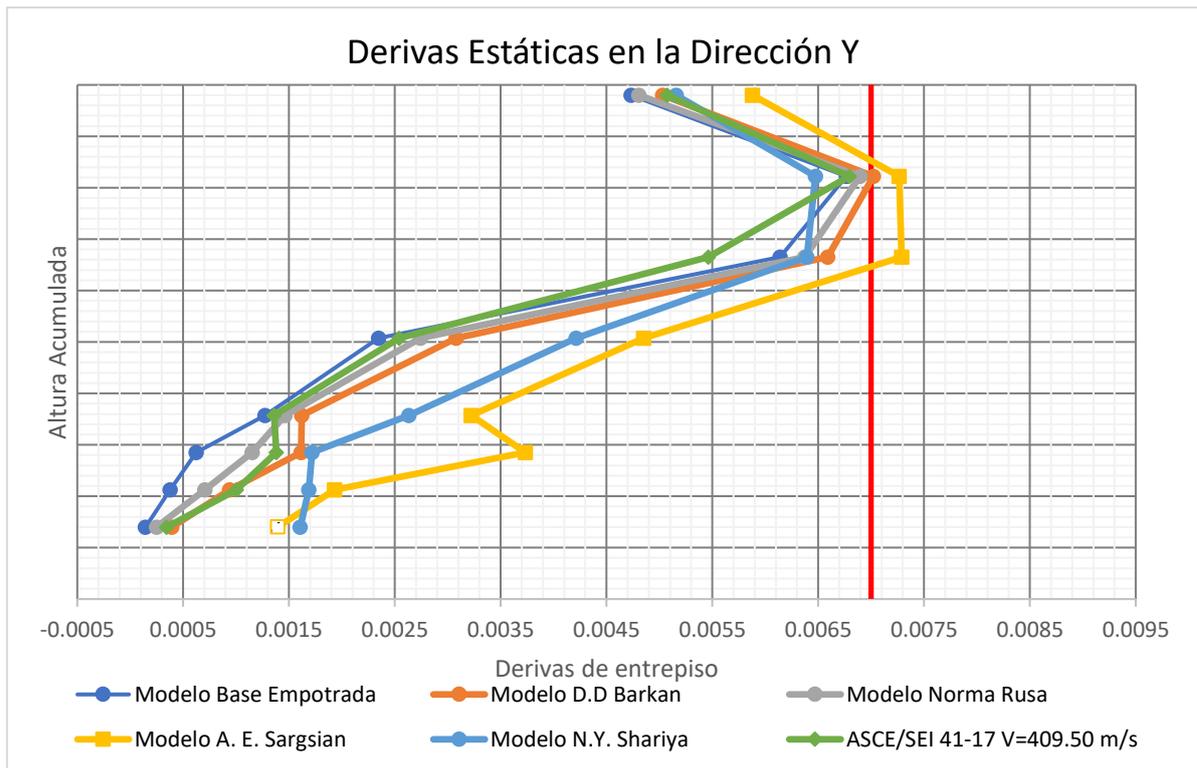


Figura N° 86: Derivas por Sismo Estático en la Dirección de Análisis Y.

3.7.2.6. Resultados Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral

3.7.2.6.1. Resultados Cortantes Sísmicos Dinámicos

Se ha obtenidos los cortantes sísmicos para cada modelo, en cada dirección de análisis (X e Y), y se ha hecho la comparación del cortante basal para cada modelo, que es el cortante de diseño.

Tabla N° 106: Comparación de las fuerzas Cortantes Dinámicas en la Dirección X

NIVEL	Cortantes Sísmicos Dinámicos en la dirección X					
	Base empotrada	D.D Barkan - O.A. Savinov	Modelo Norma Rusa	Modelo A.E. Sargsian	Modelo N.G. Shariya	ASCE/SEI 41-17
Cuarto Nivel	98.1534	110.3755	104.9082	113.5912	99.1931	109.112
Tercer Nivel	165.6182	181.4165	174.1541	201.6939	180.9692	180.5133
Segundo Nivel	202.5524	225.8621	214.9349	258.4178	238.0622	224.1704
Primer Nivel	214.2791	249.3091	234.4885	305.2147	291.823	246.704
Emergencia	221.1286	252.5693	240.7927	308.9466	300.0035	250.1889
Sótano 1-1	226.3539	262.0306	250.1538	321.0951	314.6387	259.4668
Sótano 1 -2	232.0112	270.1342	258.4272	331.7371	328.7507	267.2998
Sótano 2	235.965	280.3134	267.3747	349.0802	352.3386	276.601

Tabla N° 107: Comparación de las fuerzas Cortantes Dinámicas en la Dirección Y

NIVEL	Cortantes Sísmicos Dinámicos en la dirección Y					
	Base empotrada	D.D Barkan - O.A. Savinov	Modelo Norma Rusa	Modelo A.E. Sargsian	Modelo N.G. Shariya	ASCE/SEI 41-17
Cuarto Nivel	104.6837	111.1715	109.4759	93.0651	84.1529	111.047
Tercer Nivel	175.6621	186.252	182.9259	158.0442	147.5824	186.4499
Segundo Nivel	219.5537	237.1364	231.2834	202.9877	193.5082	237.417
Primer Nivel	236.1103	258.9295	251.5077	216.7396	210.0209	258.0407
Emergencia	237.468	262.6994	253.996	228.0269	223.1334	261.1414
Sótano 1-1	244.0975	272.4776	262.3349	246.9004	241.5695	270.9602
Sótano 1 -2	252.968	287.5101	275.235	268.8927	264.8612	285.4926
Sótano 2	255.147	293.6279	279.1473	288.1618	287.9043	290.6143

Y como valor representativo, en la figura N° 87 se ha hecho la comparación del Cortante Basal dinámico para cada dirección de análisis, comparando el modelo con base empotrada con los modelos con ISE.

3.7.2.6.2. Resultados del Cortante Basal Dinámico

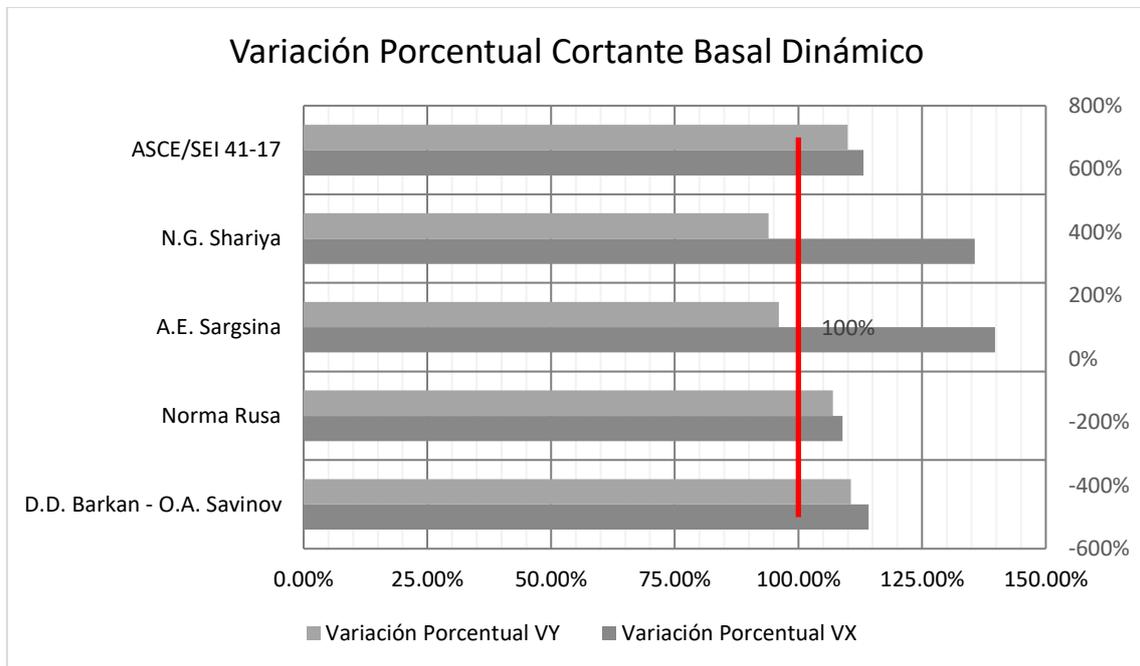


Figura N° 87: Variación Porcentual del cortante Basal Dinámico para los modelos analizados

3.7.2.6.3. Resultados de desplazamientos máximos por Sismo Dinámico

Se hizo la comparación del desplazamiento máximo el cual se muestra en la tabla N° 107, y se ha comparado la variación porcentual del desplazamiento máximo alcanzado en último nivel, que se muestra en la figura N° 87.

a. Resultados de desplazamiento Máximo por Sismo Dinámico en X.

Tabla N° 108: Desplazamiento Máximo por sismo Dinámico en X

Desplazamiento máximo Dinámico con excentricidad en X por piso(cm)							
Nivel	Altura Acumulada(m)	Modelo Base Empotrada	Modelo D.D Barkan	Modelo Norma Rusa	Modelo A. E. Sargsian	Modelo N.G. Shariya	ASCE/SEI 41-17
Cuarto Nivel	19.6	0.0472	0.0533	0.0503	0.0788	0.0855	0.0524
Tercer Nivel	16.45	0.0353	0.0403	0.0378	0.0629	0.0715	0.0395
Segundo Nivel	13.3	0.0173	0.0209	0.0190	0.0399	0.0513	0.0203
Primer Nivel	10.15	0.0030	0.0085	0.0057	0.0301	0.0414	0.0096
Emergencia	7.15	0.0014	0.0055	0.0035	0.0218	0.0335	0.0061
Semisótano 1	5.7	0.0021	0.0039	0.0027	0.0173	0.0315	0.0041
Semisótano 2	4.25	0.0009	0.0029	0.0016	0.0135	0.0280	0.0031
Sótano	2.8	0.0002	0.0019	0.0010	0.0113	0.0263	0.0020
Cuarto Nivel	0	0.0000	0.0013	0.0006	0.0090	0.0235	0.0010

Tabla 1: Desplazamiento Máximo por sismo Dinámico en X

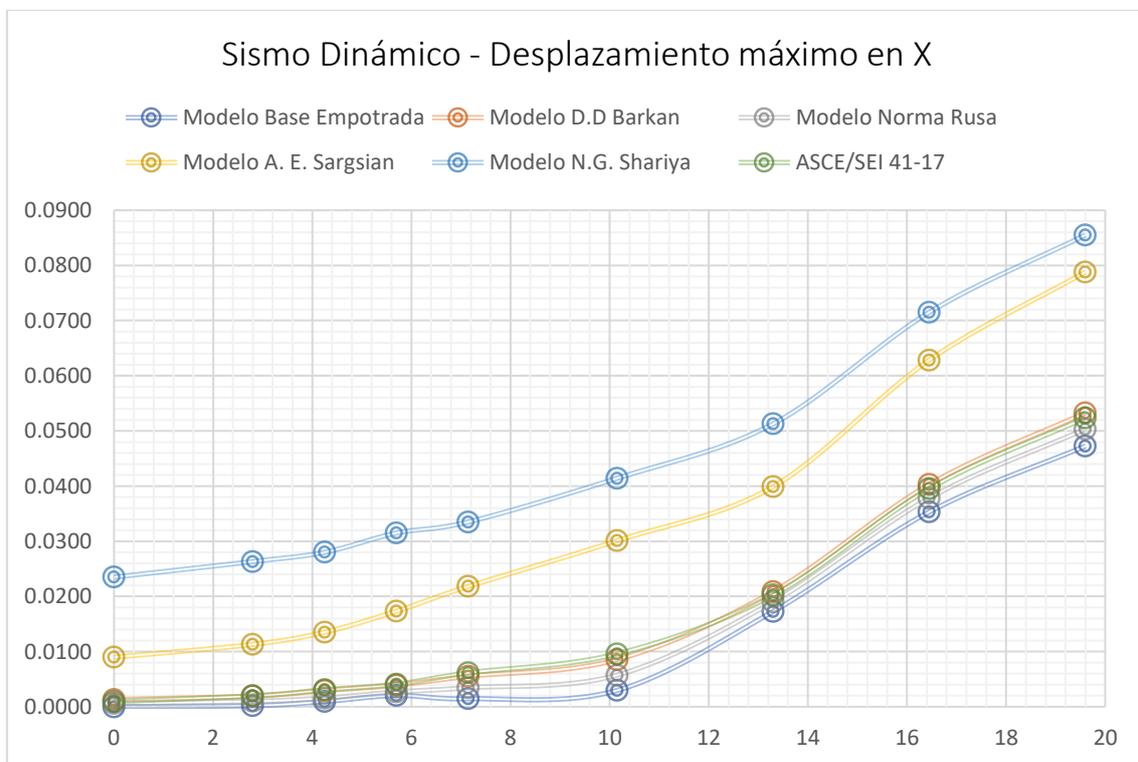


Figura N° 88: Desplazamiento Máximo por sismo Dinámico en X

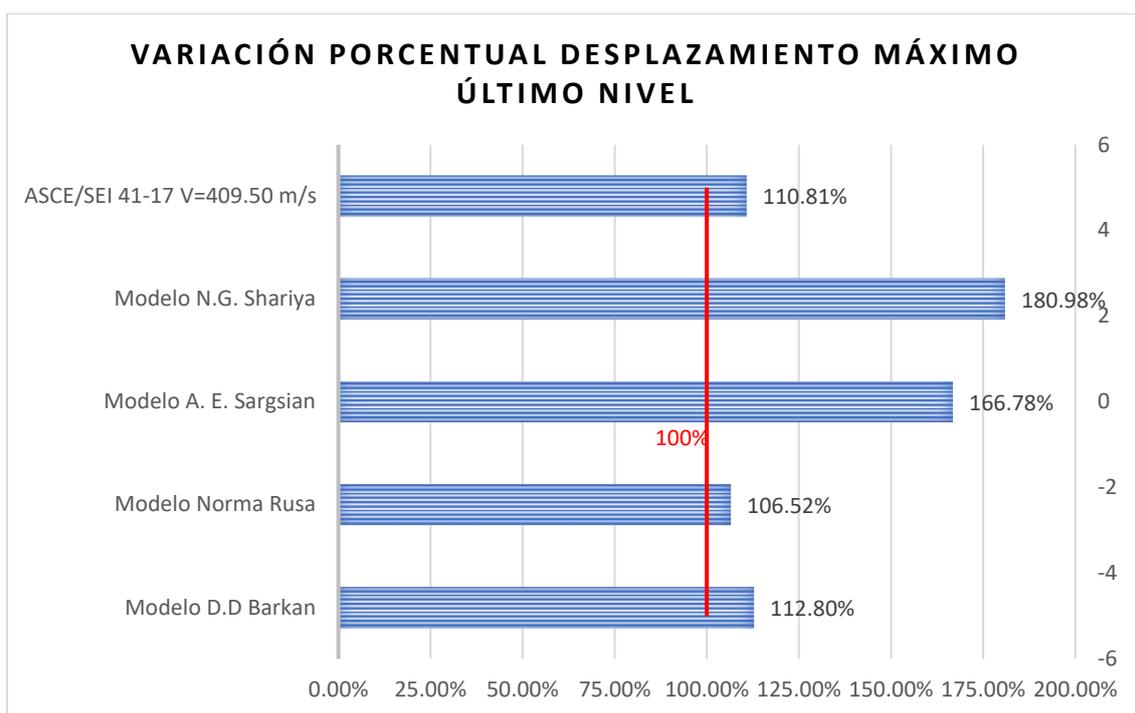


Figura N° 89: Variación porcentual desplazamiento máximo en el nivel superior

b. Resultados del desplazamiento Máximo por Sismo Dinámico en Y

De igual manera se obtuvo los resultados del desplazamiento máximo en Y, los cuales se muestran en la tabla N° 108. Y se muestra la figura N° 90 de desplazamientos máximos en Y para cada modelo, así como la variación porcentual del desplazamiento máximo en el último nivel, mostrada en la figura N° 91.

Tabla N° 109: Desplazamiento Máximo por sismo Dinámico en Y

Desplazamiento máximo Dinámico con excentricidad en Y por piso(cm)							
Nivel	Altura Acumulada (m)	Modelo Base Empotrada	Modelo D.D Barkan	Modelo Norma Rusa	Modelo A. E. Sargsian	Modelo N.G. Shariya	ASCE/SEI 41-17
Cuarto Nivel	19.6	0.0624	0.0695	0.0664	0.0890	0.0968	0.0699
Tercer Nivel	16.45	0.0474	0.0539	0.0509	0.0737	0.0823	0.0539
Segundo Nivel	13.3	0.0238	0.0316	0.0270	0.0547	0.0618	0.0325
Primer Nivel	10.15	0.0077	0.0152	0.0116	0.0355	0.0440	0.0153
Emergencia	7.15	0.0028	0.0079	0.0055	0.0231	0.0351	0.0077
Semisótano 1	5.7	0.0017	0.0060	0.0039	0.0190	0.0328	0.0057
Semisótano 2	4.25	0.0010	0.0041	0.0025	0.0150	0.0305	0.0037
Sótano	2.8	0.0005	0.0029	0.0016	0.0127	0.0283	0.0023
Cuarto Nivel	0	0.0000	0.0020	0.0011	0.0085	0.0242	0.0013

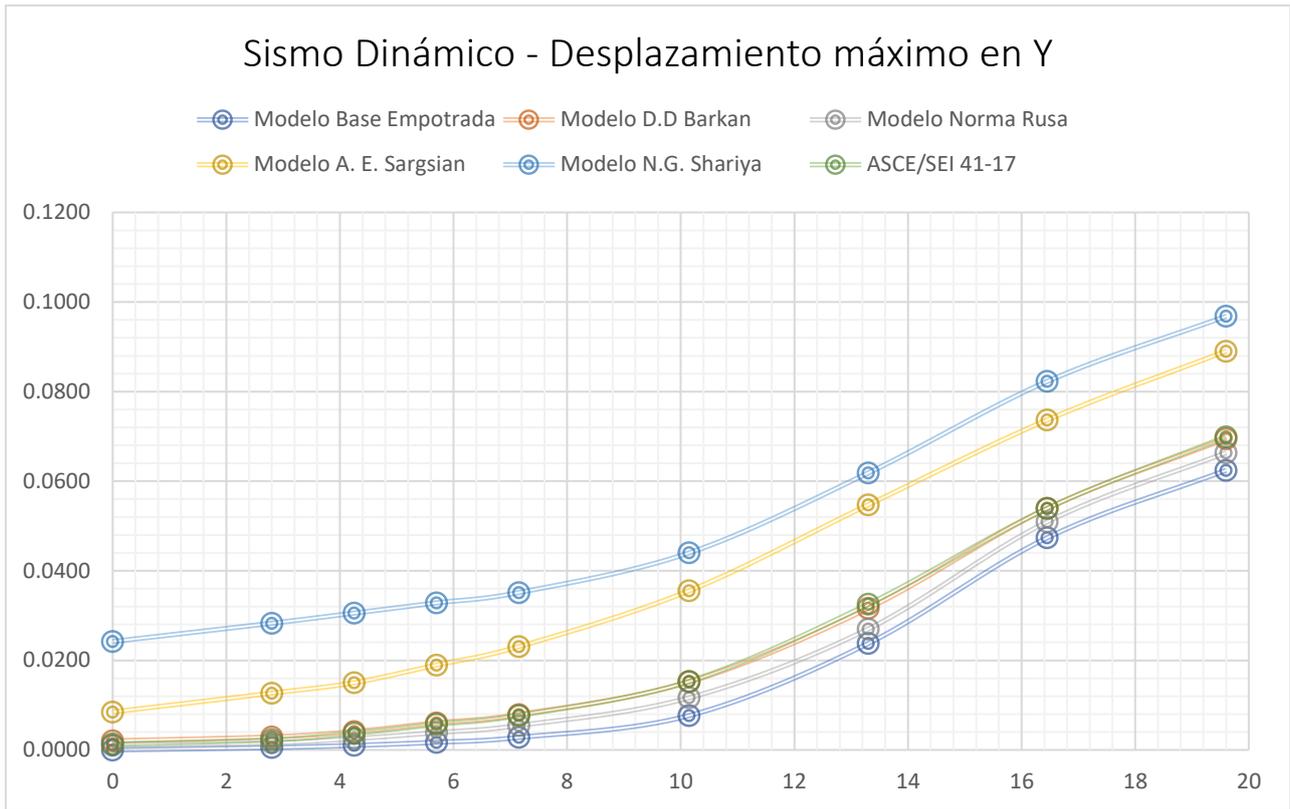


Figura N° 90: Desplazamiento Máximo por sismo Dinámico en Y

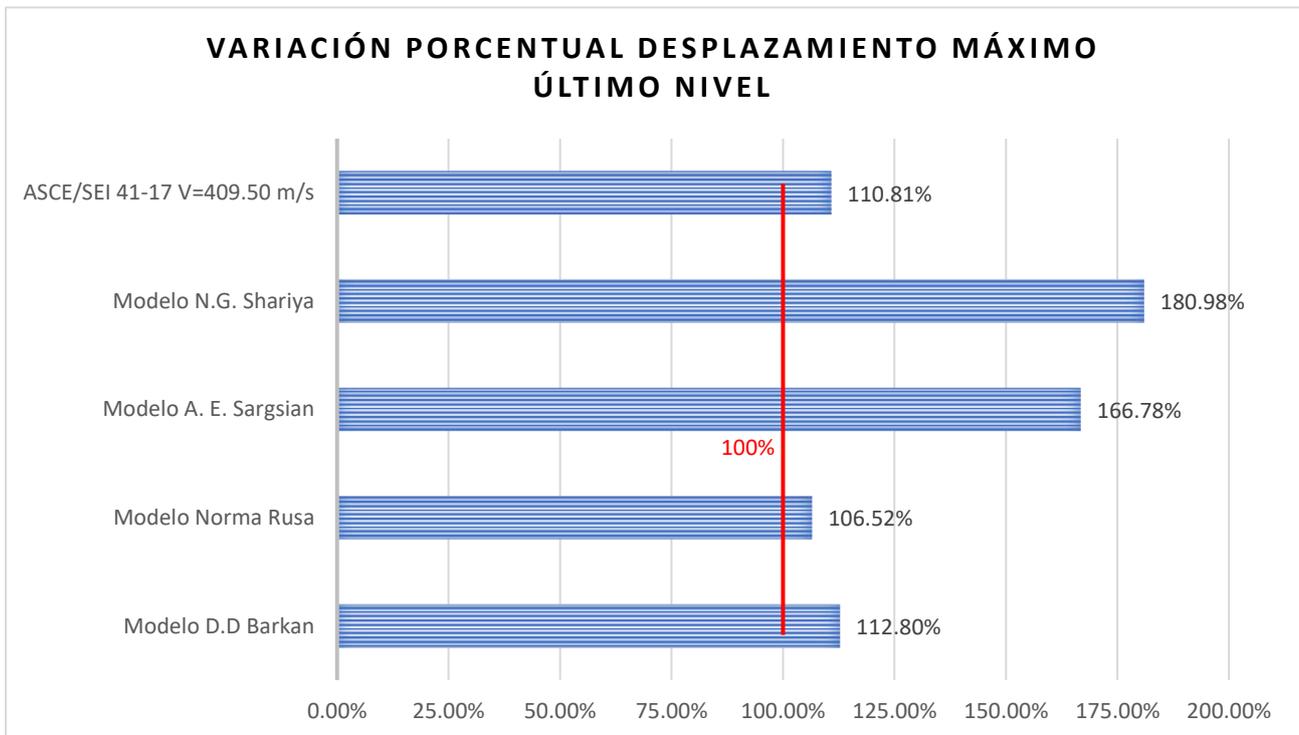


Figura N° 91: Variación porcentual desplazamiento máximo en la dirección Y en el nivel superior por Sismo Dinámico

3.7.2.6.4. Resultados de las derivas de entrepiso por Sismo Dinámico

Se comparó la deriva obtenida del modelo con base empotrada, con las derivas de los modelos dinámicos considerando la Interacción Suelo – Estructura, en ambas direcciones.

a. Resultados de las derivas de entrepiso por carga de sismo Dinámico en X

En la tabla N° 109, se muestra las derivas de entre piso, en la dirección X de análisis, Además, la distribución de las derivas en X por nivel, en la figura N° 92.

Tabla N° 110: Comparación de las derivas dinámicas en X por piso

Derivas máximas Dinámicas con EM en X por piso(cm)						
NIVEL	Modelo Base Empotrada	Modelo D.D Barkan	Modelo Norma Rusa	Modelo A. E. Sargsian	Modelo N.Y. Shariya	ASCE/SEI 41-17 V
Cuarto Nivel	0.0044	0.0046	0.0045	0.0048	0.0040	0.0041
Tercer Nivel	0.0068	0.0070	0.0069	0.0069	0.0058	0.0061
Segundo Nivel	0.0051	0.0040	0.0045	0.0035	0.0032	0.0034
Primer Nivel	0.0009	0.0015	0.0012	0.0025	0.0022	0.0011
Emergencia	0.0009	0.0017	0.0015	0.0029	0.0019	0.0014
Semisótano 1	0.0005	0.0008	0.0005	0.0021	0.0015	0.0007
Semisótano 2	0.0002	0.0009	0.0005	0.0014	0.0012	0.0008
Sótano	0.0001	0.0004	0.0002	0.0007	0.0005	0.0004

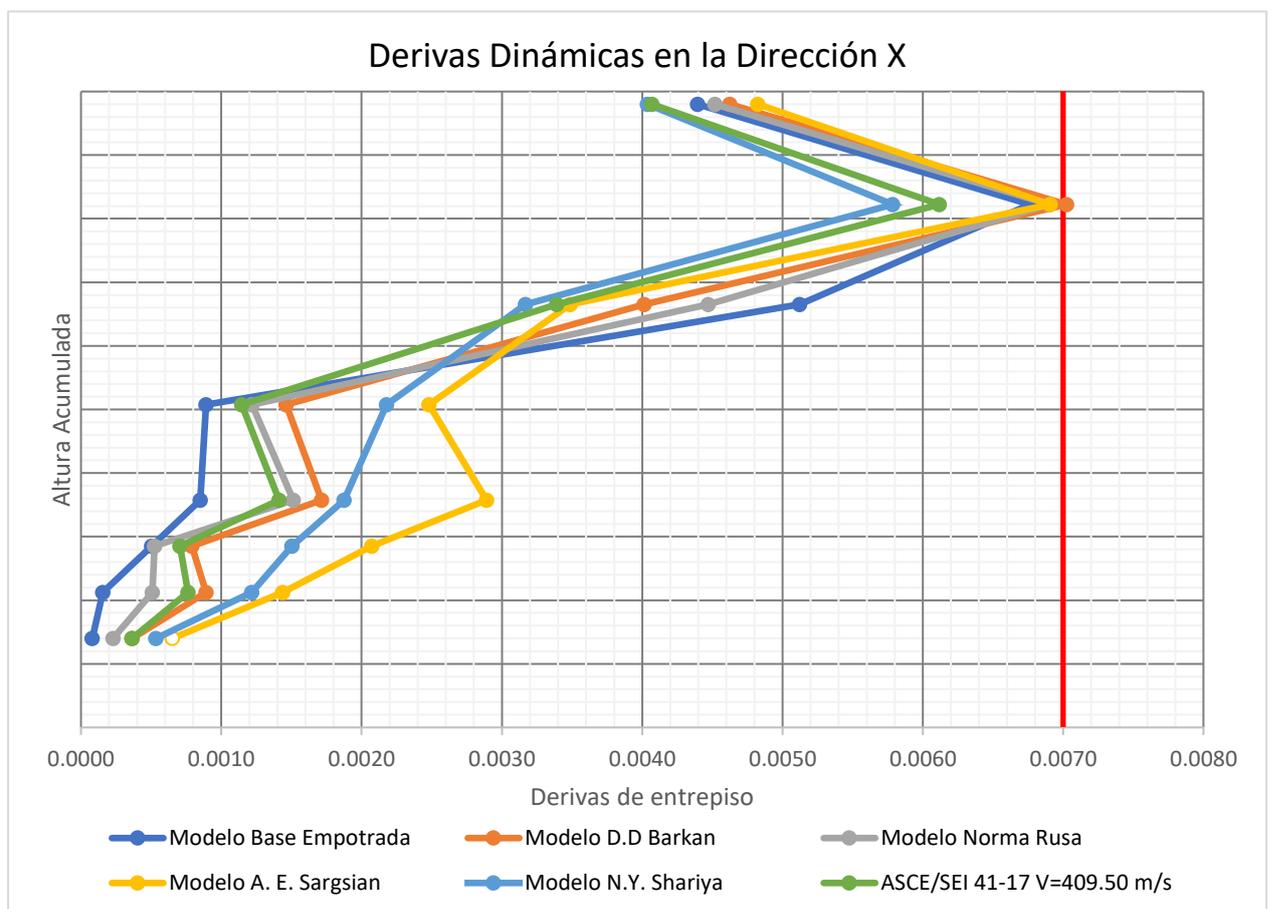


Figura N° 92: Derivas por sismo dinámico en la Dirección de Análisis X.

b. Resultados de las derivas de entrepiso por carga de sismo Dinámico en la Dirección Y.

En la tabla N° 110, se muestra las derivas de entre piso, en la dirección Y de análisis, Además, la distribución de las derivas en la dirección Y por nivel se puede apreciar en la figura N° 93.

Tabla N° 111: Comparación de las derivas por Sismo Dinámico en Y por piso

Derivas máximas Dinámicas en Y por piso(cm)						
NIVEL	Modelo Base Empotrada	Modelo D.D Barkan	Modelo Norma Rusa	Modelo A. E. Sargsian	Modelo N.G. Shariya	ASCE/SEI 41-17
Cuarto Nivel	0.0047	0.0050	0.0048	0.0059	0.0052	0.0051
Tercer Nivel	0.0068	0.0070	0.0069	0.0073	0.0065	0.0068
Segundo Nivel	0.0061	0.0066	0.0064	0.0073	0.0064	0.0055
Primer Nivel	0.0023	0.0031	0.0027	0.0049	0.0042	0.0025
Emergencia	0.0013	0.0016	0.0015	0.0032	0.0026	0.0014
Semisótano 1	0.0006	0.0016	0.0012	0.0037	0.0017	0.0014
Semisótano 2	0.0004	0.0009	0.0007	0.0019	0.0017	0.0010
Sótano	0.0001	0.0004	0.0002	0.0014	0.0016	0.0003

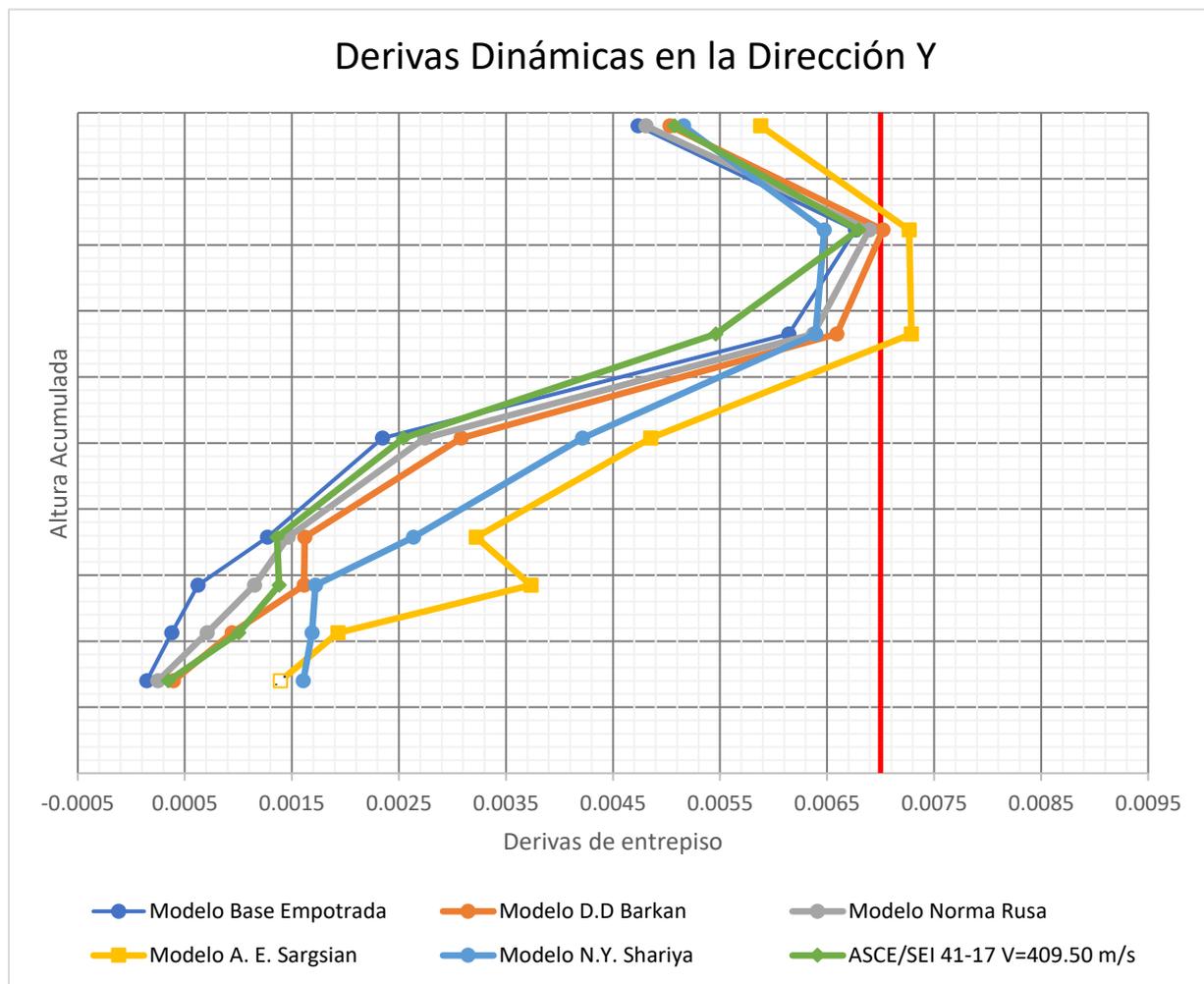


Figura N° 93: Derivas por sismo Dinámico en la Dirección de Análisis Y

3.7.2.7. Resultados análisis Tiempo Historia

3.7.2.7.1. Resultados Cortantes Sísmicos Análisis Tiempo Historia

Se han calculado los Cortantes Sísmicos para cada modelo, considerando la base empotrada, y para los modelos considerando la Interacción Suelo Estructura. Para lo cual se ha analizado el sismo Lamas 2005, Sismo del sur 2018, y el sismo de Pisco 2007. Para ambas direcciones de análisis. Y, como los cortantes obtenidos, son cortantes inelásticos, se han obtenidos valores de Cortantes Elásticos, y se las ha afectados por el coeficiente de reducción $R=8$, de tal forma de que se puedan aproximar a los valores de cortantes obtenidos del Análisis Dinámico Modal Espectral.

- Resultados Cortante Basal análisis Tiempo Historia en la dirección X

En la tabla N° 112 se puede apreciar los Cortantes Elásticas Análisis Tiempo Historia en la Dirección X, así como los cortantes de diseño para la misma dirección de análisis en la tabla N° 113. Además, la figura N° 94 que muestra la variación porcentual del cortante.

Tabla N° 112: Cortantes Elásticas Análisis Tiempo Historia en la Dirección X

Cortantes basal elásticas análisis TH en la dirección X						
Registro Sísmico	Modelo Base Empotrado	D.D. Barkan - O.A. Savinov	Norma Rusa	A.E. Sargsian	N.G. Shariya	ASCE/SEI 41-17
Lamas 2005	1641.2657	2120.0714	2185.2915	1861.1135	1754.0361	2194.8191
Sismo del sur 2018	1545.0326	1798.6449	1579.0193	2991.006	2327.8137	1727.0758
Pisco 2007	1358.0912	1713.2771	1554.4993	1954.1963	2296.1295	1688.4684

Tabla N° 113: Cortantes Basal de diseño Análisis Tiempo Historia en la Dirección X

Cortantes basal de diseño análisis TH en la dirección X (R=8)						
Registro Sísmico	Modelo Base Empotrado	D.D. Barkan - O.A. Savinov	Norma Rusa	A.E. Sargsian	N.G. Shariya	ASCE/SEI 41-17
Lamas 205	205.158	265.009	273.161	232.639	219.255	274.352
Sur del Perú 2018	193.129	224.831	197.377	373.876	290.977	215.884
Pisco 2007	169.761	214.160	194.312	244.275	287.016	211.059

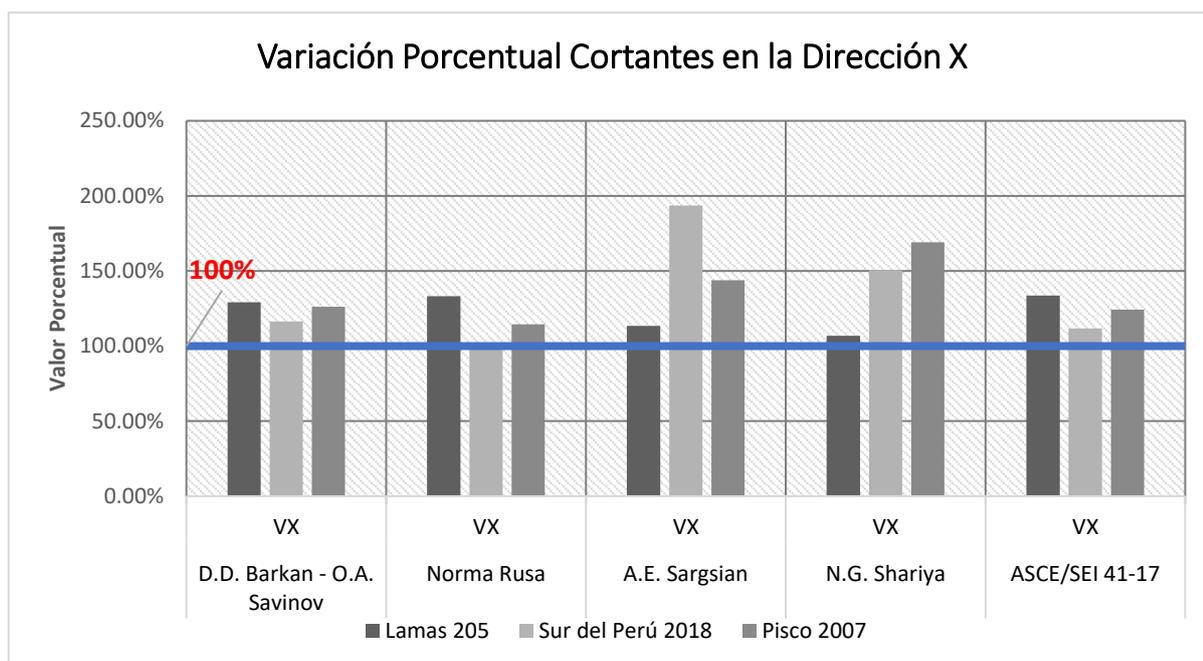


Figura N° 94: Variación Porcentual Cortantes Elásticas Análisis Tiempo Historia en X.

- Resultados cortante basal análisis Tiempo Historia en la dirección Y

En la tabla N° 114 se puede apreciar los Cortantes Elásticas Análisis Tiempo Historia en la Dirección X, así como los cortantes de diseño para la misma dirección de análisis en la tabla N° 115. Además, la figura N° 95 que muestra la variación porcentual del cortante.

Tabla N° 114: Cortantes Elásticas Análisis Tiempo Historia en la Dirección Y

CORTANTES BASAL ELÁSTICAS ANÁLISIS TH EN LA DIRECCIÓN Y						
Lamas 2005	Modelo Base Empotrado	D.D. Barkan - O.A. Savinov	Norma Rusa	A.E. Sargsian	N.G. Shariya	ASCE/SEI 41-17
Sismo del sur 2018	1707.1241	1890.0584	1840.2875	1553.3362	1597.5263	1901.9361
Pisco 2007	1903.1275	1788.5162	1766.7614	1441.9782	1283.2933	1762.5495
Lamas 2005	1683.8594	2098.8238	2065.8158	1662.4548	1642.0223	2093.0221

Tabla N° 115: Cortantes Basal de diseño Análisis Tiempo Historia en la Dirección Y

CORTANTES BASAL DE DISEÑO ANÁLISIS TH EN LA DIRECCIÓN Y (R=8)						
Registro Sísmico	Modelo Base Empotrado	D.D. Barkan - O.A. Savinov	Norma Rusa	A.E. Sargsian	N.G. Shariya	ASCE/SEI 41-17
Lamas 205	213.3905	236.2573	230.0359	194.1670	199.6908	237.7420
Sur del Perú 2018	237.8909	223.5645	220.8452	180.2473	160.4117	220.3187
Pisco 2007	210.4824	262.3530	258.2270	207.8069	205.2528	261.6278

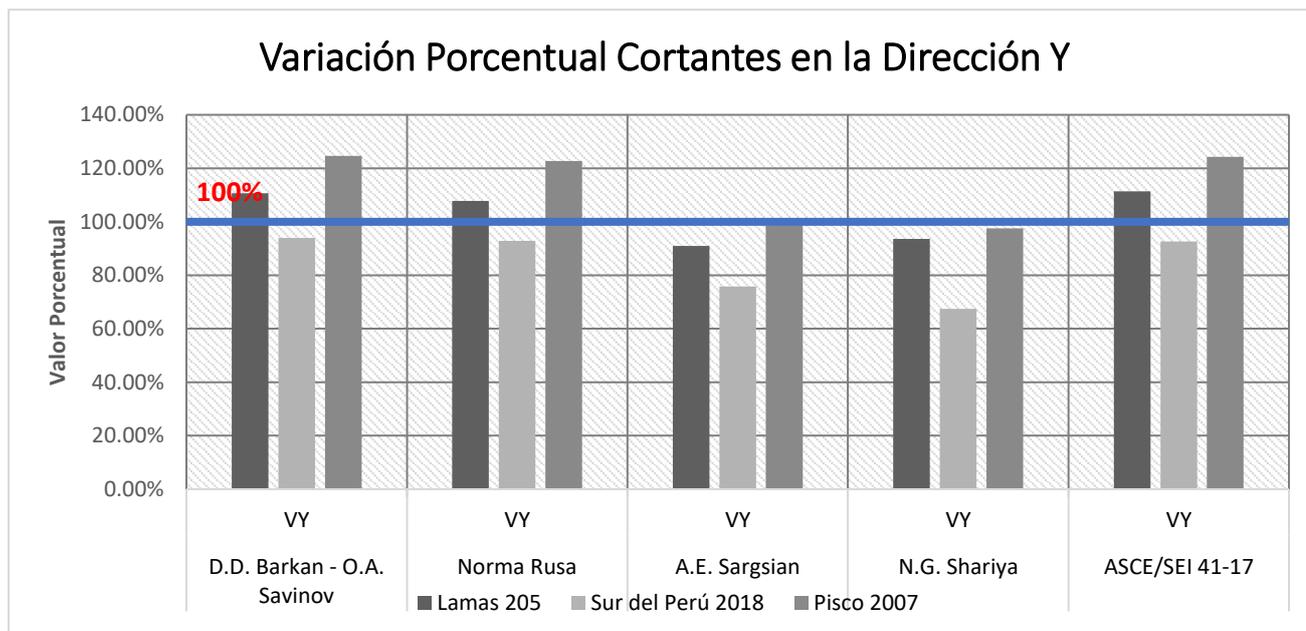


Figura N° 95: Variación Porcentual Cortantes Elásticas Análisis Tiempo Historia en Y

3.7.2.7.2. Resultados derivas de entrepiso Análisis Tiempo Historia

Para el cálculo de las derivas de entrepiso, se calculó mediante el desplazamiento absoluto en el diafragma rígido, y se ha hecho la comparación y variación porcentual para cada uno de los modelos analizados. Para el análisis Tiempo Historia, ya no se ha tenido que escalar el desplazamiento obtenido, ya que es el desplazamiento inelástico esperado ante la acción del sismo.

a. Resultados Sismo Lamas 2005

- Resultados Sismo Lamas 2005 dirección X

Tabla N° 116: Comparación de las derivas en X por Sismo Lamas 2005

Derivas de entre piso sismo Lamas 2005 Dirección X						
NIVEL	Modelo Base Empotrada	Modelo D.D Barkan	Modelo Norma Rusa	Modelo A. E. Sargsian	Modelo N.G. Shariya	ASCE/SEI 41-17
Cuarto Nivel	0.0053	0.0051	0.0054	0.0063	0.0043	0.0050
Tercer Nivel	0.0070	0.0064	0.0078	0.0070	0.0042	0.0064
Segundo Nivel	0.0051	0.0030	0.0034	0.0042	0.0036	0.0029
Primer Nivel	0.0008	0.0023	0.0015	0.0036	0.0029	0.0023
Emergencia	0.0009	0.0033	0.0020	0.0033	0.0026	0.0032
Semisótano 1	0.0006	0.0015	0.0009	0.0033	0.0019	0.0014
Semisótano 2	0.0003	0.0015	0.0008	0.0018	0.0010	0.0014
Sótano	0.0001	0.0009	0.0005	0.0014	0.0010	0.0009

En la figura N° 96, se muestra la variación porcentual de las derivas en X con respecto al modelo con la base empotrada, para el sismo Lamas 2005.

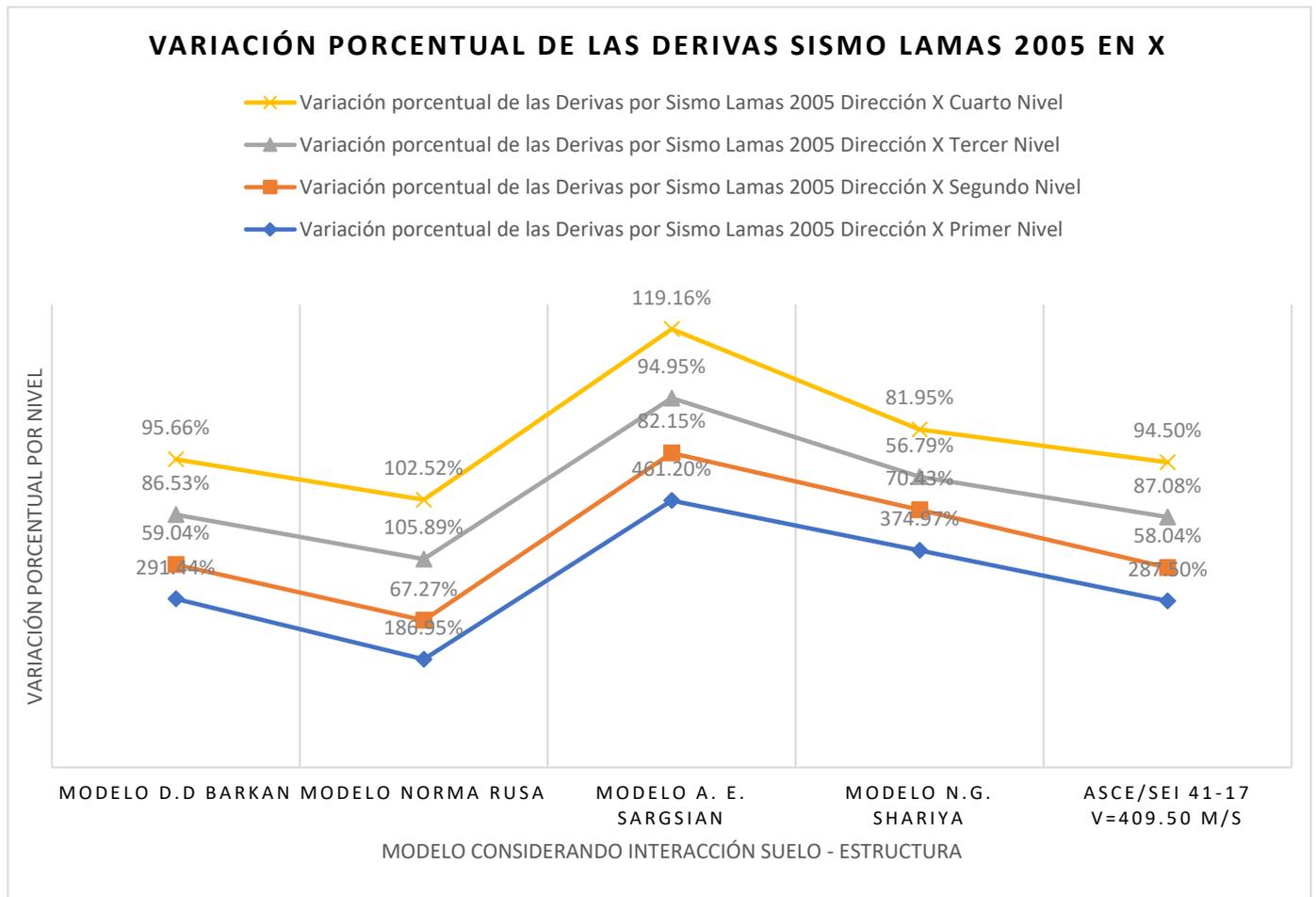


Figura N° 96: Variación porcentual de las derivas en la dirección X por Sismo Lamas 2005

○ **Resultados Sismo Lamas 2005 Dirección Y**

Tabla N° 117: Comparación de las derivas en Y por Sismo Lamas 2005

Derivas de entre piso sismo Lamas 2005 Dirección Y						
NIVEL	Modelo Base Empotrada	Modelo D.D Barkan	Modelo Norma Rusa	Modelo A. E. Sargsian	Modelo N.G. Shariya	ASCE/SEI 41-17
Cuarto Nivel	0.0037	0.0026	0.0034	0.0033	0.0033	0.0028
Tercer Nivel	0.0050	0.0036	0.0046	0.0041	0.0043	0.0037
Segundo Nivel	0.0031	0.0034	0.0035	0.0039	0.0037	0.0034
Primer Nivel	0.0012	0.0015	0.0015	0.0024	0.0027	0.0016
Emergencia	0.0005	0.0007	0.0008	0.0017	0.0011	0.0007
Semisótano 1	0.0002	0.0007	0.0005	0.0020	0.0011	0.0007
Semisótano 2	0.0002	0.0004	0.0003	0.0010	0.0011	0.0005
Sótano	0.0002	0.0002	0.0001	0.0008	0.0010	0.0002

En la figura N° 97, se muestra la variación porcentual de las derivas en Y con respecto al modelo con la base empotrada para el sismo Lamas 2005.

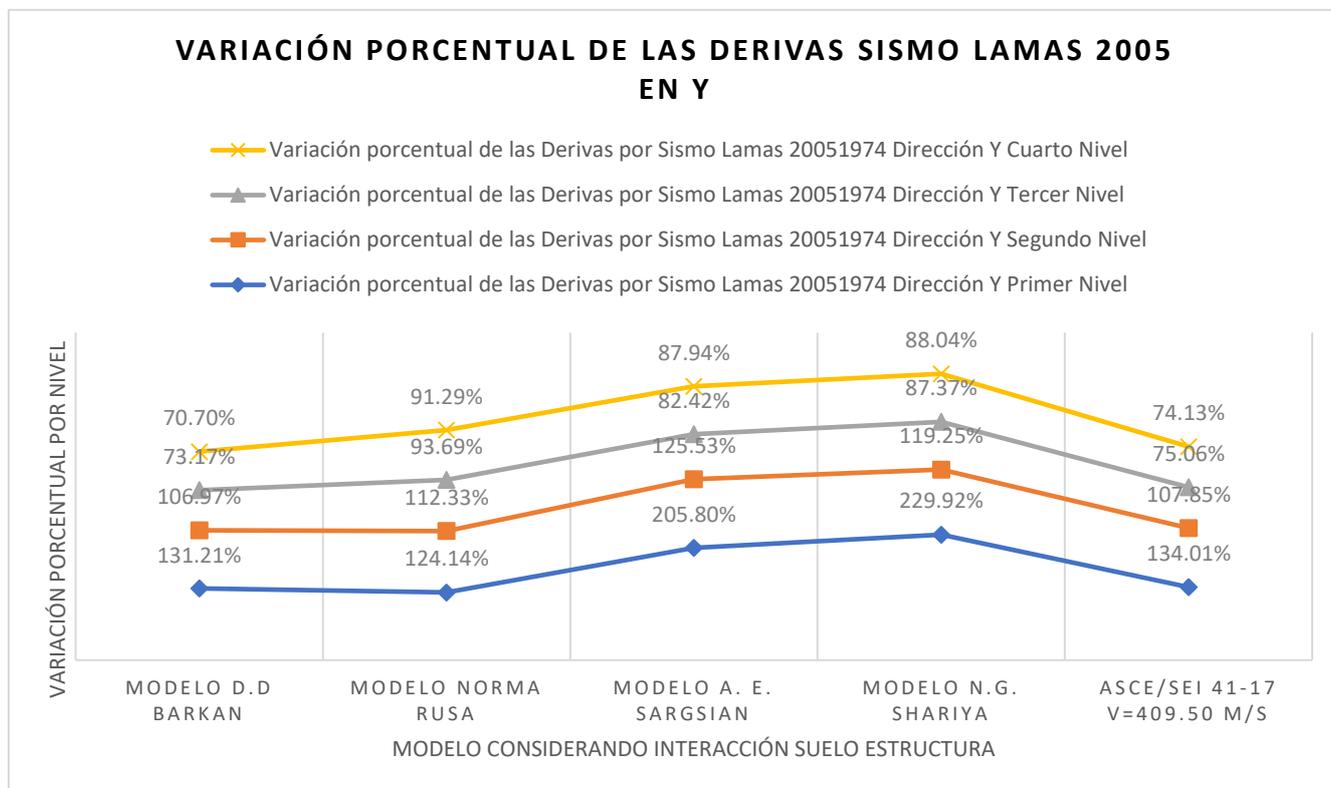


Figura N° 97: Variación porcentual de las derivas en la dirección Y por Sismo Lamas 2005

b. Resultados Sismo del Sur del Perú 2018

○ **Resultados sismo del Sur del Perú 2018 dirección X**

Tabla N° 118: Comparación de las derivas en X por Sismo del Sur del Perú 2018

Derivas de entre piso Sismo del Sur del Perú 2018 Dirección X						
NIVEL	Modelo Base Empotrada	Modelo D.D Barkan	Modelo Norma Rusa	Modelo A. E. Sargsian	Modelo N.G. Shariya	ASCE/SEI 41-17
Cuarto Nivel	0.0035	0.0041	0.0034	0.0060	0.0057	0.0039
Tercer Nivel	0.0052	0.0065	0.0048	0.0084	0.0082	0.0059
Segundo Nivel	0.0025	0.0021	0.0022	0.0043	0.0065	0.0023
Primer Nivel	0.0012	0.0016	0.0016	0.0035	0.0025	0.0017
Emergencia	0.0019	0.0029	0.0028	0.0033	0.0007	0.0030
Semisótano 1	0.0008	0.0015	0.0012	0.0031	0.0017	0.0015
Semisótano 2	0.0004	0.0018	0.0011	0.0016	0.0012	0.0017
Sótano	0.0002	0.0010	0.0007	0.0013	0.0011	0.0012

En la figura N° 98, se muestra la variación porcentual de las derivas en X con respecto al modelo con la base empotrada, para el sismo del sur 2018.

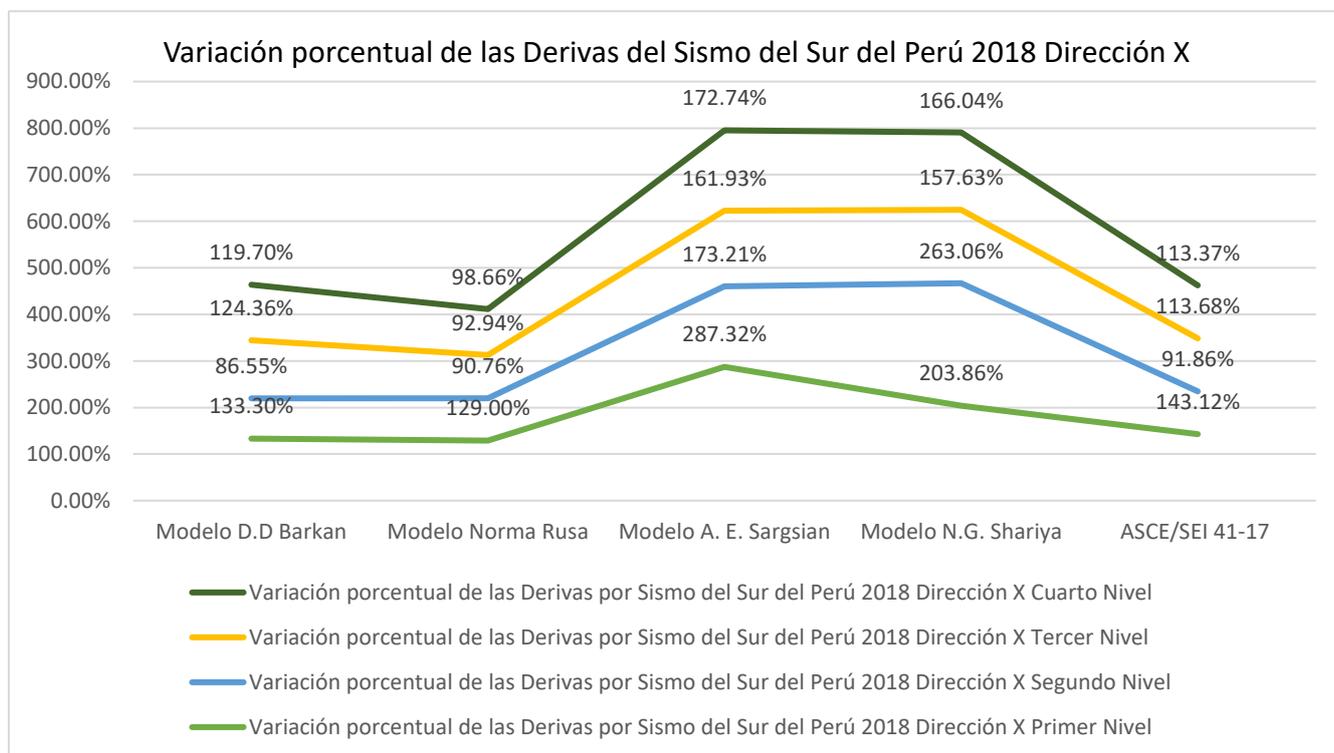


Figura N° 98: Variación porcentual de las derivas en la dirección X Sismo del Sur del Perú 2018

○ **Resultados sismo del Sur del Perú 2018 dirección Y**

Tabla N° 119: Comparación de las derivas en Y por Sismo del Sur del Perú 2018

Derivas de entre piso Sismo del Sur del Perú 2018 Dirección Y						
NIVEL	Modelo Base Empotrada	Modelo D.D Barkan	Modelo Norma Rusa	Modelo A. E. Sargsian	Modelo N.G. Shariya	ASCE/SEI 41-17
Cuarto Nivel	0.0056	0.0064	0.0062	0.0060	0.0049	0.0061
Tercer Nivel	0.0082	0.0094	0.0092	0.0076	0.0070	0.0093
Segundo Nivel	0.0058	0.0059	0.0064	0.0075	0.0064	0.0060
Primer Nivel	0.0019	0.0027	0.0026	0.0048	0.0039	0.0028
Emergencia	0.0012	0.0015	0.0014	0.0034	0.0020	0.0016
Semisótano 1	0.0007	0.0018	0.0014	0.0030	0.0020	0.0019
Semisótano 2	0.0005	0.0011	0.0009	0.0018	0.0019	0.0013
Sótano	0.0003	0.0004	0.0003	0.0017	0.0019	0.0005

En la figura N° 99, se muestra la variación porcentual de las derivas en X con respecto al modelo con la base empotrada, para el sismo del sur 2018

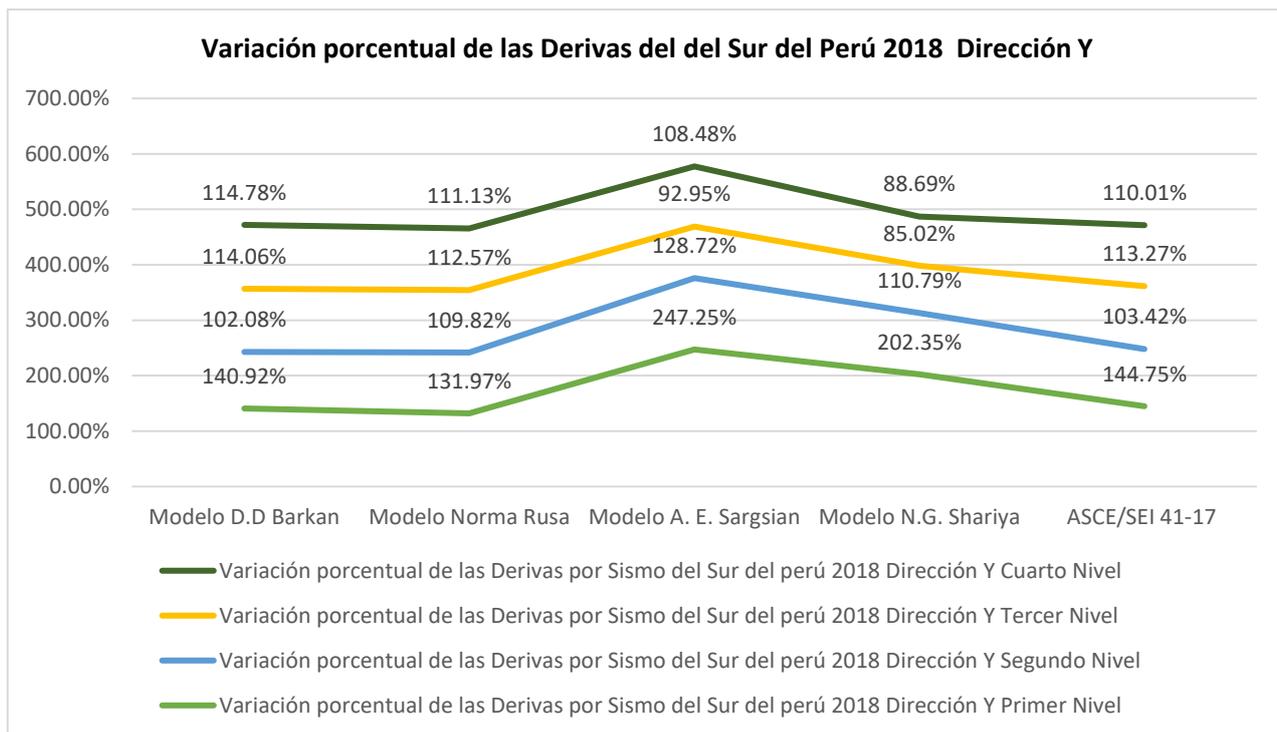


Figura N° 99: Variación porcentual de las derivas en la dirección Y Sismo del sur del Perú 2018

c. Sismo Pisco 2007

○ **Resultados sismo Pisco 2007 dirección X**

Tabla N° 120: Comparación de las derivas en X por Sismo Pisco 2007

Derivas de entre piso Sismo Pisco 2007 Dirección X						
NIVEL	Modelo Base Empotrada	Modelo D.D Barkan	Modelo Norma Rusa	Modelo A. E. Sargsian	Modelo N.G. Shariya	ASCE/SEI 41-17
Cuarto Nivel	0.0030	0.0034	0.0027	0.0060	0.0056	0.0033
Tercer Nivel	0.0047	0.0051	0.0044	0.0067	0.0082	0.0049
Segundo Nivel	0.0032	0.0016	0.0023	0.0038	0.0037	0.0016
Primer Nivel	0.0007	0.0012	0.0008	0.0037	0.0034	0.0012
Emergencia	0.0008	0.0019	0.0015	0.0045	0.0026	0.0019
Semisótano 1	0.0007	0.0009	0.0005	0.0036	0.0029	0.0009
Semisótano 2	0.0003	0.0010	0.0006	0.0033	0.0023	0.0009
Sótano	0.0001	0.0006	0.0004	0.0009	0.0009	0.0007

En la figura N° 100, se muestra la variación porcentual de las derivas en X con respecto al modelo con la base empotrada, para el sismo de Pisco 2007

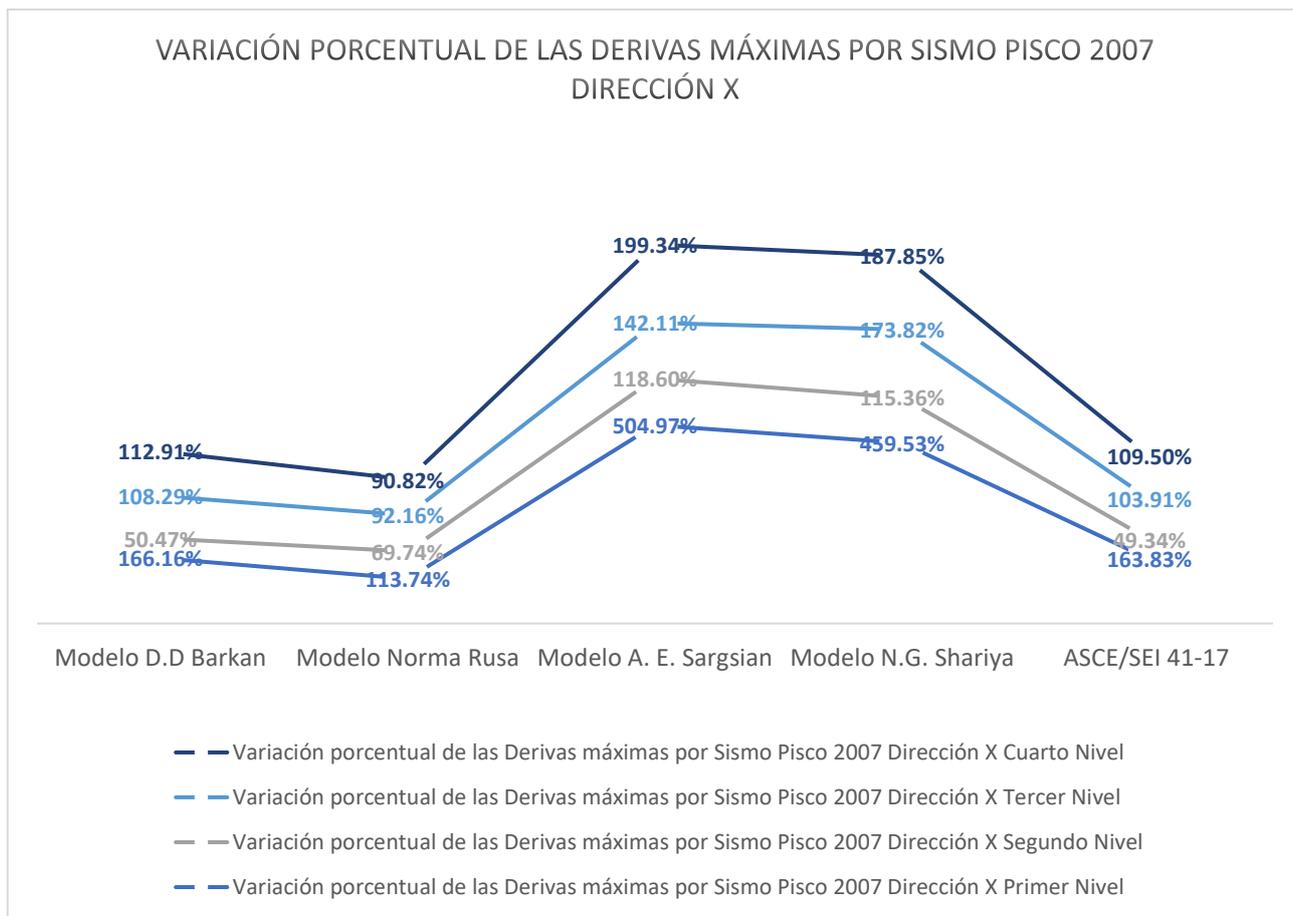


Figura N° 100: Variación porcentual de las derivas en la dirección X Sismo Pisco 2007

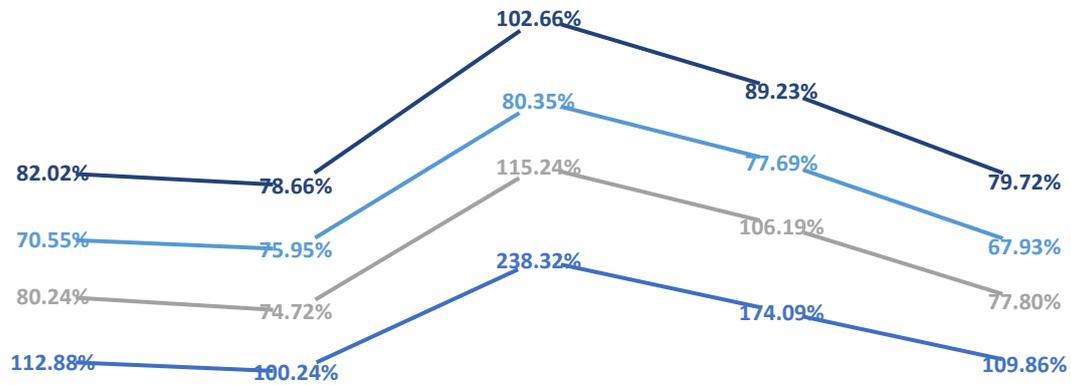
○ **Resultados sismo Pisco 2007 Dirección Y**

Tabla N° 121: Comparación de las derivas en Y por Sismo Pisco 2007

Derivas de entre piso Sismo Pisco 2007 Dirección Y						
NIVEL	Modelo Base Empotrada	Modelo D.D Barkan	Modelo Norma Rusa	Modelo A. E. Sargsian	Modelo N.G. Shariya	ASCE/SEI 41-17
Cuarto Nivel	0.0056	0.0046	0.0044	0.0057	0.0050	0.0044
Tercer Nivel	0.0089	0.0063	0.0068	0.0072	0.0069	0.0061
Segundo Nivel	0.0063	0.0050	0.0047	0.0072	0.0066	0.0049
Primer Nivel	0.0020	0.0023	0.0020	0.0049	0.0036	0.0022
Emergencia	0.0012	0.0012	0.0012	0.0034	0.0019	0.0012
Semisótano 1	0.0006	0.0012	0.0010	0.0033	0.0019	0.0012
Semisótano 2	0.0004	0.0006	0.0007	0.0020	0.0018	0.0007
Sótano	0.0002	0.0003	0.0002	0.0018	0.0017	0.0003

En la figura N° 100, se muestra la variación porcentual de las derivas en X con respecto al modelo con la base empotrada, para el sismo de Pisco 2007

VARIACIÓN PORCENTUAL DE LAS DERIVAS POR SISMO PISCO 2007 DIRECCIÓN Y



Modelo D.D Barkan Modelo Norma Rusa Modelo A. E. Sargsian Modelo N.G. Shariya ASCE/SEI 41-17

- — Variación porcentual de las Derivas por Sismo Pisco 2007 Dirección Y Cuarto Nivel
- — Variación porcentual de las Derivas por Sismo Pisco 2007 Dirección Y Tercer Nivel
- — Variación porcentual de las Derivas por Sismo Pisco 2007 Dirección Y Segundo Nivel
- — Variación porcentual de las Derivas por Sismo Pisco 2007 Dirección Y Primer Nivel

Figura N° 101: Variación porcentual de las derivas en la dirección Y Sismo Pisco 2007

IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

Fuerzas internas en columnas

- 4.1.** De la Figura N° 53, y N° 54: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 3-3 y momento 2-2, modelo base fija; se afirma que:
- ✓ La relación demanda/capacidad, está prácticamente en el límite para ambas direcciones de análisis. Esto, se debe a la gran carga axial que actúa sobre la columna.
- 4.2.** De la Figura N° 55, y N° 56: Diagrama de Interacción: Carga Axial – Momento 3-3 y momento 2-2, modelo D.D Barkan – O.A Savinov; se afirma que.
- ✓ En comparación al modelo con base fija, la carga axial ha disminuido, hasta 54% con respecto al modelo de base empotrada. Sin embargo, los momentos se han incrementado hasta 167.72% para la dirección 3-3. Esto nos indica, que como ahora la base ya no es fija, la estructura, tiende a generar tracción en las columnas, disminuyendo las fuerzas axiales, pero incrementando los momentos de volteo.
- 4.3.** De la Figura N° 57, y N° 58: Diagrama de interacción: Carga axial – momento 3-3 y momento 2-2, modelo Norma Rusa; se afirma que:
- ✓ Se tiene una reducción hasta 74.21% de la carga axial, y un incremento de 27.94% para el momento en la dirección 3-3. En este caso el comportamiento de la columna mejora con respecto al modelo con base empotrada.
- 4.4.** De la Figura N° 59, y N° 60: Diagrama de interacción: carga axial – momento 3-3 y momento 2-2, modelo A.E. Sargsian; se puede ver que:
- ✓ La demanda supera la capacidad última de la columna. Pese a que la reducción de la carga axial llega a ser el 25.5% con respecto al modelo con base fija. El momento flector se incrementa a 357.25%
- 4.5.** De la Figura N° 61, y N° 62 Diagrama de interacción: carga axial – momento 3-3 y momento 2-2, modelo N.G. Shariya; podemos apreciar como:
- ✓ Los resultados son parecidos a los obtenidos por el modelo A.E. Sargsian. Llegando la carga actuante al límite de la capacidad última de la columna, debido al incremento del momento flector 3-3 de 349.86%.
- 4.6.** De la Figura N° 64 Diagrama de Interacción: carga axial – momento 2-2, modelo ASCE/SEI 41-17, podemos apreciar que:

- ✓ el comportamiento de la columna, mejora con respecto al modelo con base empotrada, puesto que la demanda se encuentra a un 70% de la capacidad última de la columna.

Fuerzas internas en vigas:

4.7. De la Figura N° 68: Variación porcentual de los momentos máximos positivos y negativos en la viga: se afirma que:

- ✓ En todos los casos, los momentos máximos tanto positivo, como negativo, se han incrementado. El momento es mayor, mientras los coeficientes de rigidez de los modelos con ISE son menores.
- ✓ El modelo que menos ha variado con respecto a la base empotrada, es el modelo de la norma rusa, donde se tiene un incremento menor al 5%. Y los modelos que más han variado son los modelos menos rígidos A. E. Sargsian y N.G. Shariya, donde el incremento es de 49.85% y 43.13% respectivamente.

4.8. De la Figura N° 69: Variación porcentual de los cortantes máximos positivos y negativos en la viga, se afirma que:

- ✓ En cuanto a la fuerza cortante, en general para el cortante máximo positivo, el valor ha disminuido en todos los modelos, pero esta variación es mínima.
- ✓ El cortante negativo que es el valor relevante para la distribución de estribos en la zona crítica se ha incrementado como máximo 22.70% para el modelo A.E. Sargsian y 19.80% para el modelo N.G. Shariya.

Fuerzas internas en placas.

4.9. De la tabla N° 90: Resumen de las fuerzas internas en placa representativa por cada modelo, se afirma que:

- ✓ Al comparar las fuerzas axiales, podemos apreciar que para los modelos D.D. Barkan – O.A. Savinov, Norma Rusa, y ASCE/SEI 41-17, se tiene una reducción de la carga axial, en 10% aproximadamente, mientras que para los modelos A.E. Sargsian y N.G. Shariya, se tiene un incremento porcentual del 12.04% y 12.94% respectivamente.
- ✓ Al comparar los momentos flectores 3-3 y 2-2, se tiene un incremento de 20.57% y 21.07% respectivamente, con respecto al modelo con base fija, para el modelo A.E. Sargsian y el modelo N.G. Shariya.

- ✓ En todos los casos, se puede apreciar un incremento de la fuerza cortante en placas, con lo que, que llega a incrementarse hasta 76.54% para el modelo ASCE/SEI 41-17, con respecto al modelo con base empotrada

Análisis Modal: Periodos, y porcentaje de masa participativa

4.10. De la tabla N° 91: Periodos de vibración de la Estructura para los 3 primeros modos, se puede afirmar que:

- ✓ Se tiene un incremento en el periodo de todos los modos, para los modelos que consideran la interacción suelo estructura, con respecto al modelo con base fija.
- ✓ Los modelos donde mayor se incrementa el periodo fundamental de vibración, en comparación con el modelo con base fija, son el modelo N.G. Shariya y el Modelo Dinámico A.E. Sargsian, incrementando un 50% y 35.21 % respectivamente, para el primer modo de vibración. Mientras que solo se tiene un incremento de 3.12% para el modelo de la Norma Rusa.

4.11. De la tabla N° 93: Variación porcentual, del porcentaje de masa participativa para cada modo, se puede afirmar que:

- ✓ En todos los modelos, se ha incrementado el porcentaje de masa participativa en los modelos que consideran la ISE, con respecto al modelo con base empotrada. Llegando a ser de 176.05% para el modelo N.G. Shariya y 155.41% para el modelo A.E. Sargsian.

Esfuerzos en la platea de cimentación

4.12. De la tabla N° 99 Comparación de los Esfuerzos en la cimentación en los modelos con ISE, se afirma que:

- ✓ En los modelos A.E. Sargsian y el modelo ASCE/SEI 41-17, se ha superado la capacidad portante admisible del terreno de 1.04 kg/cm^2 , llegando a ser 1.699 kg/cm^2 y 2.035 kg/cm^2 respectivamente.
- ✓ Para el modelo ASCE/SEI 41-17, el esfuerzo que supera el máximo admisible es solo en una pequeña área de la platea, donde se concentra la mayor rigidez de la estructura y atrae fuertes valores en compresión; siendo alrededor del 15% del área de la platea donde se supera la capacidad portante del terreno.
- ✓ En el modelo A.E. Sargsian y N.G. Shariya, se pudo observar esfuerzos en tracción, para estos casos se debe de controlar que el área en tracción de la platea sea menor al 20% del área total.

Análisis Sísmico Estático o de Fuerzas Equivalentes

Cortante basal.

4.13. De la Figura N° 80: Variación Porcentual del cortante basal estático para los modelos analizados, se afirma que:

- ✓ En todos los casos, el cortante considerando la Interacción Suelo Estructura, disminuye con respecto al modelo con base empotrada. Sin embargo, llegando a 67.27% y 76.04% para los modelos N.G. Shariya y A.E. Sargsian respectivamente, con respecto al modelo con base empotrada.

Desplazamiento máximo.

4.14. De la tabla N° 102: Desplazamiento Máximo Estático por piso dirección X, se afirma que:

- ✓ Al considerar la interacción suelo estructura, todos los desplazamientos en la dirección X, se ha incrementado. Esto debido a que, en los modelos que consideramos la ISE, también se tiene un desplazamiento en la base, lo cual obviamente no se da, en el modelo con base empotrada.
- ✓ El incremento porcentual del desplazamiento en el modelo Norma Rusa, con respecto al modelo con base empotrada es de 4.36%, mientras que para el modelo N.G. Shariya, el desplazamiento máximo en el último nivel se incrementa en un 31.07%.

4.15. De la tabla N° 103: Desplazamiento Máximo Estático por piso dirección Y, se afirma que:

- ✓ Para todos los modelos que consideran la interacción suelo estructura, se ha producido un incremento en el desplazamiento, con respecto al modelo con base empotrada.
- ✓ Para el modelo Norma rusa, el incremento porcentual, con respecto al modelo con base empotrada es de 7.42%; para el Modelo D.D. Barkan – O. A. Savinov, y el modelo del ASCE/SEI 41-17, el incremento es de 16.56% y 17.81% respectivamente; mientras que para el modelo N.G. Shariya y el modelo A. E. Sargsian, el desplazamiento máximo en el último nivel se incrementa en un 56.37% y 51% respectivamente.

Derivas de entrepiso estáticas

4.16. De la tabla N° 104: Comparación de las derivas estáticas en X por piso, se afirma que:

- ✓ En todos los modelos que se ha considerado la interacción Suelo Estructura, se ha incrementado la deriva de entre piso, con respecto al modelo con base empotrada. Llegando a ser 0.0070 para el modelo del ASCE/SEI 41-17, siendo el valor límite de la norma técnica E.030
 - ✓ las derivas son pequeñas en los niveles de sótano, ya que se ha restringido el desplazamiento mediante la aplicación de la presión del terreno, y presión de las edificaciones colindantes y son máximas en los niveles centrales de la edificación.
- 4.17.** De la tabla N° 105: Comparación de las derivas estáticas en Y por Nivel, se afirma que:
- ✓ las derivas se han incrementado, como era de esperarse, principalmente en los niveles centrales de la edificación. Además, para los modelos A.E Sargsian y ASCE SEI 41-17 llegan a tener derivas de 0.0073 y 0.0071, superando el máximo permisible de 0.007 de la norma técnica E.030

Análisis sísmico dinámico modal espectral

Cortante basal dinámico

- 4.18.** De la Figura N° 87: Variación porcentual del cortante basal dinámico para los modelos analizados, se afirma que:
- ✓ En todos los casos, el cortante considerando la Interacción Suelo Estructura, se tiene un incremento del cortante basal, llegando a tener un incremento del cortante basal en la dirección X de 139.71% para el modelo dinámico A.E. Sargsian, con respecto al modelo con base empotrada.
 - ✓ Para el modelo N.G. Shariya, se tiene una pequeña reducción del cortante basal con respecto al modelo con base empotrada, de 1.04% en la dirección X, pero un incremento de 36.67% en la dirección Y. Esto se explica por la ordenada espectral correspondiente al periodo de la edificación.

Desplazamientos máximos dinámicos.

- 4.19.** De la tabla N° 108: Desplazamiento máximo por sismo dinámico en X, se afirma que:
- ✓ Al considerar la interacción suelo estructura, todos los desplazamientos en la dirección X, se ha incrementado. Para el desplazamiento del último nivel, vemos como para el modelo con base empotrada es de 4.72cm. Y al considerar la ISE llega hasta 8.55cm para el modelo N.G. Shariya, y 7.88cm para el modelo A.E Sargsian.

- ✓ El incremento del desplazamiento en los modelos con ISE, con respecto al modelo con base empotrada, empieza desde la base. Donde si bien es cierto para el modelo con base empotrada es de 0, para el modelo A.E. Sargsian llega a ser 0.9cm, y para el modelo N.G. Shariya, es incluso 2.35cm. Así para el modelo del ASCE/SEI 41-17 es de 1cm, y para el modelo de Barkan es 1.3cm.
- 4.20.** De la tabla N° 103: Desplazamiento Máximo por sismo dinámico en Y, se afirma que:
- ✓ Para todos los modelos que consideran la interacción suelo estructura, se ha producido un incremento en el desplazamiento, con respecto al modelo con base empotrada. Pasando de 6.24cm a 6.64cm para el modelo Norma Rusa, que es el que ha obtenido los valores más parecidos al modelo con base empotrada, hasta 8.90cm para el modelo A.E. Sargsian, o 9.68cm para el modelo N.G. Shariya.
 - ✓ En porcentaje el incremento va desde 6.79%, para el modelo Norma Rusa, hasta 42.628% para el modelo N.G. Shariya, con respecto al modelo con base empotrada.

Derivas de entrepiso dinámicas

- 4.21.** De la tabla N° 110: Comparación de las derivas dinámicas en X por piso, se afirma que:
- ✓ Para el modelo D.D. Barkan, se puede apreciar una deriva de 0.007 en el tercer nivel, con lo cual está en el valor máximo permisible de la norma técnica E.030 de 0.007.
 - ✓ La deriva global, para el modelo con base empotrada se tienen un valor de 0.0039, mientras que para el modelo N.G. Shariya, esta se incrementa hasta 0.00615, o para el modelo A.E. Sargsian hasta 0.00567.
 - ✓ Pese a que se incrementó el desplazamiento del último nivel para los modelos con ISE, y por consiguiente la deriva global. El haber tenido el desplazamiento en la base, hace que las derivas se mantengan por debajo de la norma técnica E.030(0.007) para casi todos los modelos.
- 4.22.** De la tabla N° 111: Comparación de las derivas por sismo dinámico en Y por piso, se afirma que:
- ✓ las derivas se han incrementado, principalmente en el segundo y el tercer nivel de la edificación. Además, para los modelos Modelo A.E Sargsian y D.D. Barkan – O.A. Savinov, llegan a tener derivas de 0.0073 y 0.0070 respectivamente, superando el máximo permisible de 0.007 de la norma técnica E.030

- ✓ Para el modelo N.G. Shariya, pese al incremento del desplazamiento en un 42.68% con respecto al modelo con base empotrada, se puede apreciar una reducción de la deriva de 4.41%, debido al considerable desplazamiento que se tienen la base de la estructura.

Análisis dinámico tiempo historia

Cortantes del análisis dinámico tiempo historia

4.23. De la figura N° 94: variación porcentual cortantes elásticas análisis tiempo historia en X, se afirma que:

- ✓ Al modelar con interacción suelo estructura, se tiene un incremento del cortante basal en todos los casos, con respecto al modelo con base empotrada. Llegando en el modelo A.E. Sargsian a incrementarse a 193.59% para el sismo del Sur del Perú 2018. Y a 169.07% para el modelo N.G. Shariya para el sismo de Pisco 2007.
- ✓ El modelo de Norma Rusa, es el que nos da los valores de cortantes más parecidos al modelo con base empotrada. El incremento fue de solo 2.20% para el sismo del Sur del Perú 2018, y 33.15% para el sismo de Lamas 2005.

4.24. De la figura N° 95: Variación porcentual cortantes elásticas análisis tiempo historia en Y, se afirma que.

- ✓ Debido a que la estructura responde con su propia frecuencia ante excitaciones sísmicas, y amplifica las frecuencias parecidas a la estructura. No siempre se da que, al haber un incremento del cortante en una dirección, también se incremente el cortante en la otra dirección de análisis.
- ✓ Para el sismo del Sur del Perú 2018, todos los modelos con ISE, tienen una reducción del cortante, con respecto al modelo con base empotrada. Siendo la reducción de solo 6.02% para el modelo D.D Barkan – O.A. Savinov, hasta una reducción de 32.57% para el modelo N.G. Shariya.
- ✓ Para el sismo de Lamas 2005, en general la variación del cortante al considerar la ISE, con respecto al modelo con base empotrada, solo varía en el rango de $\pm 10\%$. Mientras que, para el sismo de Pisco, llega a un incremento de 24.68% para el modelo D.D Barkan – O.A. Savinov.

Derivas de entre piso del análisis tiempo historia

Sismo de lamas 2005

4.25. De la tabla N° 116: Comparación de las derivas en X por Sismo Lamas 2005, se afirma que:

- ✓ En todos los casos se han incrementado las derivas, llegando a ser 0.0078 para el modelo Norma Rusa, superando el límite establecido por la norma técnica E.030 de 0.007. Para el modelo A.E. Sargsian, se llega a 0.007.
- 4.26.** De la tabla N° 116: Comparación de las derivas en Y por sismo Lamas 2005, se afirma que:
- ✓ Las derivas para todos los modelos, tanto para el modelo con base empotrada, como para los modelos con interacción suelo estructura, se puede apreciar que las derivas son menores al máximo permisible de la norma técnica E.030 de 0.007.

Sismo del sur del Perú 2018

- 4.27.** De la tabla N° 118: Comparación de las derivas en X por Sismo del Sur del Perú 2018, se afirma que:
- ✓ Las derivas de los modelos A. E Sargsian y N.G. Shariya, se han incrementado hasta 287.32% y 203.86% respectivamente en el nivel crítico, con respecto al modelo con base empotrada. Mientras que para los modelos D.D. Barkan – O.A. Savinov y el modelo del ASCE/SEI 41-17, el incremento es de 133.30% y 143.12% respectivamente
- 4.28.** De la tabla N° 119: Comparación de las derivas en Y por sismo del Sur del Perú 2018, se afirma que:
- ✓ El incremento porcentual de las derivas, con respecto al modelo con base empotrada es considerable en el primer nivel. Principalmente para el modelo A.E. Sargsian, donde se tiene un incremento en el primer nivel de 247.25% y para el modelo N.G. Shariya, donde se tiene un incremento de 202.35%.

Sismo de Pisco 2007

- 4.29.** De la tabla N° 120: Comparación de las derivas en X por Sismo Pisco 2007
- ✓ las derivas se incrementaron en todos los modelos considerando la ISE con respecto al modelo con base empotrada. El mayor incremento se dio en los modelos A.E. Sargsian y N.G. Shariya, los cuales prácticamente cuadriplican las derivas en el primer nivel, seguido por los modelos D.D Barkan – O. A Savinov, que duplican sus derivas en el primer nivel, y luego la menor variación del modelo Norma Rusa, en el cual la deriva se incrementa a 166.16%.
- 4.30.** De la tabla N° 121: Comparación de las derivas en Y por Sismo del Sur del Perú 2018, se afirma que:

- ✓ En la dirección Y, como se ha venido apreciando, en el comparativo de los demás registros sísmicos, la variación de las derivas es menor en comparación a la dirección X, e incluso se tiene una reducción de las derivas para el modelo Norma Rusa de 23.59% y de 29.21% para el modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov.

4.31. Contrastación de la hipótesis

La hipótesis planteada: “El modelo que genera una mayor respuesta estructural al comparar la Interacción suelo estructura con la Norma técnica E.030 - 2018, en el edificio de la torre II de la clínica Limatambo S.A.C Cajamarca, es el modelo dinámico A.E. Sargsian”, es verdadera; ya que los resultados muestran que, el modelo A.E. Sargsian es el modelo con la mayor respuesta estructural en la mayoría de los parámetros analizados. Así, por ejemplo:

- ✓ El Periodo de la primera forma de vibración se incrementa en un 36.40% con respecto al modelo con base empotrada.
- ✓ El porcentaje de masa participativa se incrementa en un 55.41% para la primera forma de vibración con respecto al modelo con base empotrada.
- ✓ El esfuerzo en la platea de cimentación llega a ser de 1.699 kg/cm^2 , superando el máximo admisible del estudio de mecánica de suelos.
- ✓ La demanda supera la capacidad última de la columna. El incremento del momento en vigas es de 49.85% y el cortante negativo, se ha incrementado en un 22.70%.
- ✓ En las fuerzas internas de la placa representativa, se tiene un incremento porcentual del 12.04% para la carga axial, y un incremento de 20.57% en el momento flector, con respecto al modelo con base empotrada
- ✓ El desplazamiento máximo en el último nivel se incrementa en un 51% con respecto al modelo con base empotra.
- ✓ Se tiene un incremento del cortante basal en la dirección X de 139.71% con respecto al modelo con base empotrada.

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Habiendo cumplido con los objetivos planteados en la investigación, se concluye que:

1. Al comparar los modelos Interacción Suelo Estructura con la Norma técnica E.030 2018 el modelo que genera la mayor respuesta estructural, de acuerdo a la contrastación de la hipótesis, en la torre II de la Clínica Limatambo S.A.C Cajamarca, es el Modelo A.E Sargsian.
2. La incorporación de la Interacción Suelo Estructura influye directamente en la comportamiento estructural y respuesta modal de la edificación. Al comparar el modelo con base empotrada e incorporando la interacción suelo estructura se pudo observar que:
 - El Periodo de la primera forma de vibración se incrementa en un 36.40% para el modelo A.E. Sargsian con respecto al modelo con base empotrada.
 - El porcentaje de masa participativa se incrementa en un 55.41% para la primera forma de vibración para el modelo A.E. Sargsian con respecto al modelo con base empotrada.
3. Para las fuerzas Internas en la Columna, con el modelo A.E Sargsian, se tiene una reducción de la Carga Axial de 74.46%, pero un incremento de momento de 166.81% para la dirección 2-2, con lo que la demanda supera la capacidad nominal de la columna en la dirección 2-2. Para las fuerzas Internas en la Viga, se genera un incremento de momento de hasta 49.85%, con respecto al modelo con base empotrada. En Placas, de igual manera, se tiene un incremento de la carga Axial en 12.04%, del momento 3-3 de 20.57%, del momento 2-2 de 12.59% y un aumento del cortante de 64.17%, al considerar la ISE, con respecto al modelo con base empotrada.
4. Al comparar los esfuerzos en la platea de cimentación, se puede apreciar que se genera un incremento de presión debido a efectos de volteo en la estructura, generando mayor compresión en zonas de mayor rigidez, y se ha superado el esfuerzo

admisible del estudio de mecánica de suelos de 1.04, siendo 1.699 para el modelo A.E. Sargsian, y 2.035 para el modelo con ISE del ASCE/SEI 41-17.

5. Al realizar el Análisis Sísmico Estático, de acuerdo a la norma técnica E.030, e incorporar la Interacción Suelo Estructura, se observa:
 - Una reducción en el Cortante Basal de hasta 70.85% y 67.27% para la dirección X e Y, respectivamente; para el modelo N.G. Shariya.
 - Se puede apreciar un incremento porcentual de los desplazamientos máximos en el último nivel de hasta 31% con respecto al modelo con base empotrada.
 - Se tiene un incremento de las derivas con respecto al modelo con base empotrada, llegando incluso a 0.0071 con el ASCE/SEI 41-17 y a 0.0073 para el modelo A.E. Sargsian, superando la deriva máxima de 0.007 establecido en la norma técnica E.030.

6. Al realizar el Análisis Dinámico Modal Espectral, de acuerdo a la norma técnica E.030, e incorporar la Interacción Suelo Estructura, se ha podido obtener los siguientes resultados.
 - Se tiene un incremento del Cortante basal de hasta 63.17% para el modelo con crítico A.E. Sargsian.
 - Se puede apreciar un incremento porcentual máximo en el desplazamiento de hasta 80.98% con respecto al modelo con base empotrada, al considerar la Interacción Suelo Estructura.
 - Se tiene un incremento de las derivas con respecto al modelo con base empotrada, llegando a 0.0073 en la dirección Y para el modelo A.E. Sargsian.

7. Al realizar el Análisis Tiempo Historia, de acuerdo a la norma técnica E.030, e incorporar la Interacción Suelo Estructura, se ha podido obtener los siguientes resultados.
 - Se tiene un incremento del Cortante basal en la dirección X de hasta de 93.59%, y una reducción de hasta 33 % para la dirección Y, para el Sismo del Sur del Perú 2018.
 - Se puede apreciar un incremento porcentual en las derivas para los modelos D.D. Barkan – O.A. Savinov y ASCE/SEI 41-17, de 133.30% y 143.12% respectivamente para el Sismo del Sur del Perú 2018.

8. La comparación de los modelos de cálculo, nos permite indicar que, es de suma importancia incorporar la Interacción Suelo Estructura en la Torre II de la Clínica Limatambo S.A.C Cajamarca, y el modelo que genera una mayor respuesta estructural es el modelo A.E. Sargsian, mientras que el modelo que genera los valores más parecidos al modelo con base empotrada es el modelo Dinámico Norma Rusa.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda el estudio continuo de la Interacción Suelo Estructura, para complementar aún más la información y conocimiento, buscando diseños integrales más seguros.
- Cuando se busque obtener una optimización estructural, es recomendable incluir la Interacción Cinemática Suelo Estructura, definida en el ASCE/SEI 41-17, sobre todo para edificaciones de periodos fundamentales pequeños, debido a la Reducción Cinemática Suelo Estructura.
- Se debe buscar claridad en los detalles, tanto de las secciones como del acero, además de un correcto estudio de mecánica de suelos, ya que la consideración de la Interacción Suelo estructura depende íntegramente de las propiedades mecánicas del suelo y las propiedades mecánicas y geométricas de la cimentación.
- Se recomienda, hacer un buen modelamiento base, un correcto análisis sísmico Estático y Dinámico Espectral, y comprobar sus resultados, antes de aplicar el análisis con Interacción Suelo Estructura, esto con la finalidad de obtener un buen punto de comparación para los resultados posteriores.
- Con lo expuesto, se recomienda considerar la Interacción Suelo Estructura en futuras investigaciones y proyectos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- **ASCE/SEI 41-17.** 2017. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (41-17)
- **ASCE 7-16** Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures
- **ATC-40.** 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings
- **Avilés, J.** 1991. Respuesta Sísmica de un Sistema Suelo- Estructura: Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, v. 1, España, 29-43 p.
- **Avilés, J.** 1999. Interacción Suelo Estructura, Conceptos de diseño: Interacción dinámica Suelo Estructura. México. 33 p.
- **Avilés, J; Pérez-Rocha L.E.** 2004a. Bases para las Nuevas Disposiciones Reglamentarias sobre Interacción Dinámica Suelo – Estructura: Revista de Ingeniería Sísmica. n°: 71 México. 1 – 36 p.
- **Avilés, J; Pérez - Rocha LE.** 2004. Efectos de Sitio e Interacción Suelo - Estructura en el Valle de México: Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. México. 1215-1225 p.
- **Barckan, DD; Savinov, OA.** 1979. Moderno diseño de bases de máquinas y su cálculo: El método de Interacción en las Estructuras con base en cálculos sobre los efectos sísmicos. Ingeniería Sísmica.
- **Bazán, E.; Meli, R.** 2002. Diseño Sísmico de Edificios. Editorial Limusa, México, 317 p.
- **Beer P.; Jonston, E. R.** 2012. Mechanics of Materials (sexta edición ed.). NY, EEUU: Mc Graw Hill.
- **Borda Flores, J; Rodríguez Roca, J.** 2012. Análisis de los Efectos de la Interacción Suelo Estructura en un Edificio de Hormigón Armado ubicado en Cochabamba Bolivia: Boletín Informativo ASOCEM 2012. Bolivia. 12 p.

- **Braja M. Das.** 2001. Principios de Ingeniería de cimentaciones 4. Ed. Cengage learning, USA.
- **Braja M. Das.** 2016. Introduction to geotechnical engineering 2. Ed. México
- **Braja M. Das.** 2010. Principles of soil dynamics, 2 ed. Cengage learning, USA.
- **Calavera Ruiz, J.** 1987. Muros de Contención y Muros de Sótano 2da ed. Madrid. España
- **Carlos G., Roberto H., Paul G.** (2018). Sistemas estructurales de 1 capa (Monocapa). En Teorías para calcular esfuerzos, deformaciones y deflexiones en pavimentos flexibles: un enfoque mecanicista (385). México.
- **CINGCIVIL:** Cálculo y Diseño Estructural de Edificios con Sótanos con Etabs y Sap2000 Video de la Conferencia Libre: Cálculo y Diseño Estructural de Edificios con Sótanos con Etabs y Sap2000. Aplicación de la Interacción Suelo-Estructura. página web: <https://www.youtube.com/watch?v=tH5HZpzlM88&t=60s> (Consulta 9 de diciembre de 2019)
- **Chen, W; Scawthorn, C.** 2003. Earthquake Engineering Handbook. Sección II. Capítulo 10, Estados Unidos de América, 10 – 29 p.
- **Comité ACI 318.** 2005. Requisitos de Reglamentos para concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentarios (ACI 318SR-05), capítulo peruano ACI. Lima: Comité ACI 318.
- **A. Deméneghi; H. Sangines.** 2001. Interacción Estática Suelo Estructura en cimentaciones Someras. UNAM. México.
- **Díaz Guzmán, FD; Espinoza Barreras, F; Sánchez Vergara, R; Huerta López, CI.** 2008. Respuesta dinámica de un Edificio considerando el Efecto de Interacción Suelo Estructura: Monografía CIMNE IS-67. Barcelona, España.
- **Espinoza, F.** 1999. Determinación de Características dinámicas de Estructuras: Tesis Doctoral de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de caminos y Puertos Universidad Politécnica de Cataluña, España, 170 p.

- **Fernández Sola, RL; Avilés López, J.** 2008. Efectos de interacción suelo estructura en edificios con planta baja blanda: Resumen revista de Ingeniería Sísmica. México. 15 p.
- **Freire Tellado, M.** 2000. Precisiones para el empleo del módulo de blasto, Interacción Suelo, cimiento y estructura: El caso de las zapatas I y II, en: Informes de la Construcción – N°: 463 / 471 / 472
- **Garay Chávez, RK.** 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. Perú.
- **García, A.** 2006. Interacción Suelo - Estructura en el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras de Mampostería no Reforzada: Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural en Jalisco. México.
- **Goyta Torres, IR y Villanueva Inca, R.** 2001. Texto Guía de Ingeniería Antisísmica. Recuperado de https://kupdf.net/download/texto-guia-deingenieria-antisismicapdf_59962dd8dc0d605419300d1e_pdf
- **J, Calavera.** 1989. Muros de Contención y Muros de Sótano, 2. Ed, Madrid. España
- **Jines Cabezas, R.** 2017. Interacción Suelo Estructura en edificaciones de Sistema Dual en la ciudad de Moquegua: Escuela de Postgrado maestría en Ingeniería Civil con mención en Estructura. Perú.
- **Jurado Cabañes, C.** 2012. Problemas de Interacción Suelo Estructura en Cimentaciones y Muros de contención Influencia de los fenómenos de despegue y deslizamiento: Tesis doctoral Escuela Técnica Superior de Caminos Canales y Puertos. Madrid, España.
- **K. Chopra.** 2014. Dinámica de Estructuras. 4. Ed. San Francisco, California, USA.
- **Khalil, L; Sadek, M; Shahrour, Y.** 2007. Earthquake Engineering and Structural dynamics: Influence of the Soil-structure Interaction on the Fundamental Period of Building, v. 36, 2445-2453 p.

- **Kuroiwa, J.** 2008. Viviendo en armonía con la naturaleza. (2da. ed.). Perú: Lumberas.
- **Meza Espinoza, J.** 2018. Optimización del diseño Estructural de un edificio multifamiliar en suelos blandos, con el modelo Interacción Suelo Estructura, en Lurín Lima. Perú.
- **Mejía Bahamón, NA.** 2018. Análisis de la Interacción Suelo Estructura en conjunto con un análisis PUSH Over en una edificación de 10 pisos en pórticos de concreto, en zonas lacustres de la microzonificación sísmica de Bogotá. Colombia.
- **Mononobe, N; Matsuo, H** 1929, On the determination of earth pressure during earthquakes. In Proc. Of the World Engineering Conf., Vol. 9, str. 176.
- **NTE 020 CARGAS**
- **NTE. E 030 – 2018.** Resolución Ministerial que modifica la Norma técnica E.030 “diseño sismorresistente” del reglamento nacional de edificaciones, aprobada por decreto supremo n° 011- 2016 - vivienda, modificada con resolución Ministerial n° 355 - 2018 - Vivienda.
- **Norma técnica E.060 Concreto Armado**
- **Norma Rusa – SNIP 2.02.05-87.** La construcción en zonas sísmicas, Actas de la IV conferencia Internacional de Ingeniería Sísmica
- **NIST GCR 12-917-21. 2012.** Soil-Structure Interaction for Building Structures. NEHRP Consultants Joint Venture. A partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering
- **Okabe S.** 1926 General theory of earth pressure. Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, Tokyo, Japan 12 (1).
- **Sargsian, AE.** 2004. Mecánica estructura. 2 ed. Moscú.

- **Sargsyan, A.E.** 1986. Un método de ingeniería para estudiar la interacción de una estructura con base en trabajos científicos del Proyecto Hidroeléctrico, No. 120, p. 76-85.
- **Sargsyan, A.E.** 1986. La dinámica de la interacción de la estructura con la base y el cuerpo volador de rigidez finita. - Resumen para el grado de Doctor en Tecnología. ciencias - PEM VNIIS Gosstroy de la URSS. 46p.
- **Terzaghi, K; Peck, R.B.** 1996. Soil Mechanics in Engineering Practice. 3 ed. USA.
- **Tasilla Villanueva, JC.** 2017. Efecto de la Interacción Suelo Estructura en el comportamiento estructural, del sector "E" del Hospital Regional de Cajamarca considerando diferentes tipos de suelos.
- **Villareal Castro, G.** 2013. Interacción Sísmica Suelo Estructura en Edificios con zapatas aisladas. 1 ed. Lima, Perú. 107 p.
- **Villareal Castro, G.** 2017. Interacción Sísmica Suelo Estructura en Edificios con plateas de Cimentación. 1 ed. Lima, Perú. 60 p.
- **Villareal Castro, G.** 2017. Análisis de Estructuras con el programa Lira 9.0. 1 ed. Lima, Perú. 109 p.
- **Whitman, R; Bielak, J.** 1980. Design of Earthquake Resistant Structures: Foundations, Ed. E Rosenblueth, Inglaterra.
- **Yépez F.** 2001. Seminario: “Gestión de Riesgos y Prevención de desastres”: Últimos avances en la evaluación del riesgo sísmico de Quito y futuros proyectos de mitigación.

ANEXOS

A continuación, se presenta el Metrado de cargas completo de la edificación:

a. Alturas Efectivas Consideradas para el cálculo del Peso total de la edificación

Nivel	Alturas	
	Totales	Entrepiso
Sótano 02	2.800	2.125
Sótano 01-2	1.450	1.450
Semi S. 01-1	1.450	1.450
Emergencia	1.450	2.225
1	3.000	3.075
2	3.150	3.150
3	3.150	3.150
4	3.150	1.575

Tabla 2: Alturas Efectivas para el Cálculo del Peso Sísmico

b. Metrado de Cargas de Columnas.

METRADO DE CARGAS COLUMNAS									
Nivel	Número	Dimensiones				Propiedades			Peso
		b(m)	h(m)	bw	hw	ÁREA(m ²)	f'c(kg/cm ²)	γ_c (tn/m ²)	Tn
Sótano 02	6	0.25	0.6			0.15	280	2.4	6.048
	8	0.4	0.6			0.24	280	2.4	12.9024
	2	0.6	0.6	0.25	0.25	0.2375	280	2.4	3.192
	4	0.15	0.4			0.06	280	2.4	1.6128
	4	0.4	0.4	0.15	0.15	0.0975	280	2.4	2.6208
Sótano 01-2	6	0.25	0.6			0.15	280	2.4	3.132
	8	0.4	0.6			0.24	280	2.4	6.6816
	2	0.6	0.6	0.25	0.25	0.2375	280	2.4	1.653
	4	0.15	0.4			0.06	280	2.4	0.8352
	4	0.4	0.4	0.15	0.15	0.0975	280	2.4	1.3572
Semi S. 01-1	6	0.25	0.6			0.15	280	2.4	3.132
	8	0.4	0.6			0.24	280	2.4	6.6816
	2	0.6	0.6	0.25	0.25	0.2375	280	2.4	1.653
	4	0.15	0.4			0.06	280	2.4	0.8352
	4	0.4	0.4	0.15	0.15	0.0975	280	2.4	1.3572
Emergencia	6	0.25	0.6			0.15	280	2.4	3.132
	8	0.4	0.6			0.24	280	2.4	6.6816
	2	0.6	0.6	0.25	0.25	0.2375	280	2.4	1.653
	4	0.15	0.4			0.06	280	2.4	0.8352
	4	0.4	0.4	0.15	0.15	0.0975	280	2.4	1.3572
Primer Nivel	6	0.25	0.6			0.15	280	2.4	6.48
	8	0.4	0.6			0.24	280	2.4	13.824
	2	0.6	0.6	0.25	0.25	0.2375	280	2.4	3.42
	4	0.15	0.4			0.06	280	2.4	1.728
	4	0.4	0.4	0.15	0.15	0.0975	280	2.4	2.808
Segundo Nivel	6	0.25	0.6			0.15	280	2.4	6.804
	8	0.4	0.6			0.24	280	2.4	14.5152
	2	0.6	0.6	0.25	0.25	0.2375	280	2.4	3.591
	4	0.15	0.4			0.06	280	2.4	1.8144

	4	0.4	0.4	0.15	0.15	0.0975	280	2.4	2.9484
Tercer Nivel	6	0.25	0.6			0.15	280	2.4	6.804
	8	0.4	0.6			0.24	280	2.4	14.5152
	2	0.6	0.6	0.25	0.25	0.2375	280	2.4	3.591
	4	0.15	0.4			0.06	280	2.4	1.8144
	4	0.4	0.4	0.15	0.15	0.0975	280	2.4	2.9484
Cuarto Nivel	6	0.25	0.6			0.15	280	2.4	6.804
	8	0.4	0.6			0.24	280	2.4	14.5152
	2	0.6	0.6	0.25	0.25	0.2375	280	2.4	3.591
	4	0.15	0.4			0.06	280	2.4	1.8144
	4	0.4	0.4	0.15	0.15	0.0975	280	2.4	2.9484
Total=									184.632
Peso Total=									184.632

Tabla 3: Metrado de Cargas en Columnas

c. Metrado de Cargas de Placas

METRADO DE CARGAS EN PLACAS										
Nivel	Dirección	Eje	Ubicación	Número	Dimensiones		L*t	Peso Específico	Peso	
					Espesor(t)	Longitud(L)				
Sótano 02	Dirección X	Eje 1	A-B	1	0.25	6.99	1.748	2.4	11.74656	
			B-C	1	0.25	7.22	1.805	2.4	12.1296	
			C-D	1	0.25	7.01	1.753	2.4	11.78016	
			D-E	1	0.25	3.89	0.973	2.4	6.53856	
		Eje 4	E-F	1	0.2	2.1263	0.425	2.4	2.856	
		Eje 5	F-G	1	0.2	4.651	0.93	2.4	6.2496	
		Eje 7	A-B	1	0.2	5.932	1.186	2.4	7.96992	
			B-C	1	0.2	7.4626	1.493	2.4	10.03296	
			C-D	1	0.2	6.8123	1.362	2.4	9.15264	
			D-E	1	0.2	3.4212	0.684	2.4	4.59648	
			E-F	1	0.2	2.1308	0.426	2.4	2.86272	
			F-G	1	0.15	4.6555	0.698	2.4	4.69056	
		Dirección Y	Eje A	1-2	1	0.25	3.6404	0.91	2.4	6.1152
				2-3	1	0.25	3.1203	0.78	2.4	5.2416
	3-4			1	0.25	4.9405	1.235	2.4	8.2992	
	4-5			1	0.25	3.0703	0.768	2.4	5.16096	
	5-6			1	0.25	4.3215	1.08	2.4	7.2576	
	6-7			1	0.25	3.3804	0.845	2.4	5.6784	
	Eje E		1-2	1	0.25	3.5933	0.898	2.4	6.03456	
			2-3	1	0.25	4.295	1.074	2.4	7.21728	
			3-4	1	0.25	3.9149	0.979	2.4	6.57888	
			4-5	1	0.2	3.5272	0.705	2.4	4.7376	
			5-6	1	0.2	4.1926	0.839	2.4	5.63808	
			6-7	1	0.2	3.331	0.666	2.4	4.47552	
Sótano 01-2	Dirección X	Eje 1	A-B	1	0.25	6.99	1.748	2.4	6.08304	
			B-C	1	0.25	7.22	1.805	2.4	6.2814	
			C-D	1	0.25	7.01	1.753	2.4	6.10044	
			D-E	1	0.25	3.89	0.973	2.4	3.38604	
		Eje 4	E-F	1	0.2	2.1263	0.425	2.4	1.479	
		Eje 5	F-G	1	0.2	4.651	0.93	2.4	3.2364	
		Eje 7	A-B	1	0.2	5.932	1.186	2.4	4.12728	

			B-C	1	0.2	7.4626	1.493	2.4	5.19564
			C-D	1	0.2	6.8123	1.362	2.4	4.73976
			D-E	1	0.2	3.4212	0.684	2.4	2.38032
			E-F	1	0.2	2.1308	0.426	2.4	1.48248
			F-G	1	0.15	4.6555	0.698	2.4	2.42904
	Dirección Y	Eje A	1-2	1	0.25	3.6404	0.91	2.4	3.1668
			2-3	1	0.25	3.1203	0.78	2.4	2.7144
			3-4	1	0.25	4.9405	1.235	2.4	4.2978
			4-5	1	0.25	3.0703	0.768	2.4	2.67264
			5-6	1	0.25	4.3215	1.08	2.4	3.7584
			6-7	1	0.25	3.3804	0.845	2.4	2.9406
		Eje E	1-2	1	0.25	3.5933	0.898	2.4	3.12504
			2-3	1	0.25	4.295	1.074	2.4	3.73752
			3-4	1	0.25	3.9149	0.979	2.4	3.40692
			4-5	1	0.2	3.5272	0.705	2.4	2.4534
			5-6	1	0.2	4.1926	0.839	2.4	2.91972
			6-7	1	0.2	3.331	0.666	2.4	2.31768
Muros Inclinados	Eje B-C	3-4	1	0.15	5.991	0.899	2.4	3.12852	
		4-5	1	0.15	6.4268	0.964	2.4	3.35472	
	Eje C-D	4-5	1	0.15	10.366	1.555	2.4	5.4114	
Semi S. 01- 1	Dirección X	Eje 1	A-B	1	0.25	6.99	1.748	2.4	6.08304
			B-C	1	0.25	7.22	1.805	2.4	6.2814
			C-D	1	0.25	7.01	1.753	2.4	6.10044
			D-E	1	0.25	3.89	0.973	2.4	3.38604
		Eje 4	E-F	1	0.2	2.1263	0.425	2.4	1.479
		Eje 5	F-G	1	0.2	4.651	0.93	2.4	3.2364
		Eje 7	A-B	1	0.2	5.932	1.186	2.4	4.12728
			B-C	1	0.2	7.4626	1.493	2.4	5.19564
			C-D	1	0.2	6.8123	1.362	2.4	4.73976
			D-E	1	0.2	3.4212	0.684	2.4	2.38032
	E-F		1	0.2	2.1308	0.426	2.4	1.48248	
	F-G		1	0.15	4.6555	0.698	2.4	2.42904	
	Dirección Y		Eje A	1-2	1	0.25	3.6404	0.91	2.4
		2-3		1	0.25	3.1203	0.78	2.4	2.7144
		3-4		1	0.25	4.9405	1.235	2.4	4.2978
		4-5		1	0.25	3.0703	0.768	2.4	2.67264
		5-6		1	0.25	4.3215	1.08	2.4	3.7584
6-7		1		0.25	3.3804	0.845	2.4	2.9406	
Eje E		1-2	1	0.25	3.5933	0.898	2.4	3.12504	
		2-3	1	0.25	4.295	1.074	2.4	3.73752	
		3-4	1	0.25	3.9149	0.979	2.4	3.40692	
		4-5	1	0.2	3.5272	0.705	2.4	2.4534	
		5-6	1	0.2	4.1926	0.839	2.4	2.91972	
		6-7	1	0.2	3.331	0.666	2.4	2.31768	
Peso Total									343.7988

Tabla 4: Metrado de Cargas en Placas

d. Metrado de Cargas de la Losa Aligerada.

METRADO DE CARGAS LOSA ALIGERADA									
Aligerado	Eje	Ubicación	Espesor Aligerado(m)	N° paños	Peso específico (tn)	Área	E equivalente (m3/m2)	Peso Equivalente (tn)	Peso total
Sótano 02	1-2	A-B	0.2	1	2.4	25.75	0.0875	0.21	5.4075
		B-C	0.2	1	2.4	27.97	0.0875	0.21	5.8737
		C-D	0.2	1	2.4	27.96	0.0875	0.21	5.8716
	2-3	A-B	0.2	1	2.4	21.2	0.0875	0.21	4.452
		B-C	0.2	1	2.4	22.86	0.0875	0.21	4.8006
		C-D	0.2	1	2.4	21.88	0.0875	0.21	4.5948
	3-4	A-B	0.2	1	2.4	32.57	0.0875	0.21	6.8397
		B-C	0.2	1	2.4	36.48	0.0875	0.21	7.6608
		C-D	0.2	1	2.4	34.58	0.0875	0.21	7.2618
	4-5	A-B	0.2	1	2.4	19.71	0.0875	0.21	4.1391
		B-C	0.2	1	2.4	22.83	0.0875	0.21	4.7943
		C-D	0.2	1	2.4	21.4	0.0875	0.21	4.494
	5-6	A-B	0.2	1	2.4	26.73	0.0875	0.21	5.6133
		B-C	0.2	1	2.4	31.7	0.0875	0.21	6.657
		C-D	0.2	1	2.4	29.2	0.0875	0.21	6.132
		D-E	0.2	1	2.4	15.21	0.0875	0.21	3.1941
	6-7	A-B	0.2	1	2.4	19.72	0.0875	0.21	4.1412
		B-C	0.2	1	2.4	22.19	0.0875	0.21	4.6599
C-D		0.2	1	2.4	18.12	0.0875	0.21	3.8052	
D-E		0.2	1	2.4	8.47	0.0875	0.21	1.7787	
Sótano 01-2	3-4	A-B	0.2	1	2.4	32.57	0.0875	0.21	6.8397
		B-C	0.2	1	2.4	15.77	0.0875	0.21	3.3117
	4-5	A-B	0.2	1	2.4	19.71	0.0875	0.21	4.1391
		B-C	0.2	1	2.4	3.59	0.0875	0.21	0.7539
		C-D	0.2	1	2.4	18.95	0.0875	0.21	3.9795
	5-6	A-B	0.2	1	2.4	26.73	0.0875	0.21	5.6133
		B-C	0.2	1	2.4	18.57	0.0875	0.21	3.8997
		C-D	0.2	1	2.4	32.84	0.0875	0.21	6.8964
	6-7	A-B	0.2	1	2.4	10.8	0.0875	0.21	2.268
B-C		0.2	1	2.4	22.19	0.0875	0.21	4.6599	
C-D		0.2	1	2.4	19.73	0.0875	0.21	4.1433	
Sótano 01-1	1-2	A-B	0.2	1	2.4	25.75	0.0875	0.21	5.4075
		B-C	0.2	1	2.4	27.97	0.0875	0.21	5.8737
		C-D	0.2	1	2.4	27.96	0.0875	0.21	5.8716
	2-3	A-B	0.2	1	2.4	21.2	0.0875	0.21	4.452
		B-C	0.2	1	2.4	22.86	0.0875	0.21	4.8006
		C-D	0.2	1	2.4	21.88	0.0875	0.21	4.5948
		D-E	0.2	1	2.4	3.89	0.0875	0.21	0.8169
	3-4	C-D	0.2	1	2.4	21.2	0.0875	0.21	4.452
	4-5	D-E	0.2	1	2.4	8.5	0.0875	0.21	1.785
Emergencia	3-4	A-B	0.2	1	2.4	32.49	0.0875	0.21	6.8229
		B-C	0.2	1	2.4	15.69	0.0875	0.21	3.2949
	4-5	A-B	0.2	1	2.4	19.63	0.0875	0.21	4.1223
		B-C	0.2	1	2.4	3.51	0.0875	0.21	0.7371
		C-D	0.2	1	2.4	18.04	0.0875	0.21	3.7884
	5-6	A-B	0.2	1	2.4	26.65	0.0875	0.21	5.5965
		B-C	0.2	1	2.4	18.49	0.0875	0.21	3.8829
		C-D	0.2	1	2.4	29.12	0.0875	0.21	6.1152
	6-7	A-B	0.2	1	2.4	19.64	0.0875	0.21	4.1244
B-C		0.2	1	2.4	22.11	0.0875	0.21	4.6431	
C-D		0.2	1	2.4	18.04	0.0875	0.21	3.7884	
Primero - 4to Nivel	1-2	A-B	0.2	1	2.4	13	0.0875	0.21	2.73
		B-C	0.2	1	2.4	27.89	0.0875	0.21	5.8569
		C-D	0.2	1	2.4	27.88	0.0875	0.21	5.8548

		D-E	0.2	1	2.4	3.81	0.0875	0.21	0.8001
	2-3	A-B	0.2	1	2.4	10.61	0.0875	0.21	2.2281
		B-C	0.2	1	2.4	22.78	0.0875	0.21	4.7838
		C-D	0.2	1	2.4	21.8	0.0875	0.21	4.578
		A-B	0.2	1	2.4	32.49	0.0875	0.21	6.8229
	3-4	B-C	0.2	1	2.4	18.66	0.0875	0.21	3.9186
		C-D	0.2	1	2.4	34.5	0.0875	0.21	7.245
		A-B	0.2	1	2.4	19.63	0.0875	0.21	4.1223
	4-5	B-C	0.2	1	2.4	22.75	0.0875	0.21	4.7775
		C-D	0.2	1	2.4	21.32	0.0875	0.21	4.4772
		A-B	0.2	1	2.4	26.65	0.0875	0.21	5.5965
	5-6	B-C	0.2	1	2.4	31.62	0.0875	0.21	6.6402
		C-D	0.2	1	2.4	29.12	0.0875	0.21	6.1152
		D-E	0.2	1	2.4	15.13	0.0875	0.21	3.1773
	6-7	A-B	0.2	1	2.4	10.72	0.0875	0.21	2.2512
		B-C	0.2	1	2.4	22.11	0.0875	0.21	4.6431
		C-D	0.2	1	2.4	18.04	0.0875	0.21	3.7884
		D-E	0.2	1	2.4	8.39	0.0875	0.21	1.7619
Emergencia	Peso Losa Escalera		0.15	1	2.4	63.0559		0.15	22.700124
Primero - 4to Nivel	Peso Losa Escalera		0.15	4	2.4	35.2575		0.15	50.7708
						Total	2692.5134	Peso Total	675.792924

Tabla 5: Metrado de Cargas en la Losa de entre piso

e. Metrado de Cargas de Las Vigas.

Metrado de Cargas en Vigas									
Nivel	Dirección	Eje	Ubicación	Peso Específico	Número	Longitud	b	h	Peso
Sótano 02	Dirección X	Eje 2	A-B	2.4	1	7.4099	0.3	0.6	3.2011
			B-C	2.4	1	7.853	0.3	0.6	3.3925
			C-D	2.4	1	7.5648	0.3	0.6	3.2680
		Eje 3	A-B	2.4	1	7.1623	0.3	0.6	3.0941
			B-C	2.4	1	7.885	0.3	0.6	3.4063
			C-D	2.4	1	7.5342	0.3	0.6	3.2548
		Eje 4	A-B	2.4	1	7.0258	0.3	0.6	3.0351
			B-C	2.4	1	7.9355	0.3	0.6	3.4281
			C-D	2.4	1	7.4851	0.3	0.6	3.2336
		Eje 5	A-B	2.4	1	6.8796	0.3	0.6	2.9720
			B-C	2.4	1	7.9669	0.3	0.6	3.4417
			C-D	2.4	1	7.4546	0.3	0.6	3.2204
			D-E	2.4	1	4.247	0.3	0.6	1.8347
		Eje 6	A-B	2.4	1	6.67	0.3	0.6	2.8814
			B-C	2.4	1	8.0115	0.3	0.6	3.4610
			C-D	2.4	1	7.41173	0.3	0.6	3.2019
			D-E	2.4	1	4.0961	0.3	0.6	1.7695
		Escalera	D-E	2.4	1	9.4838	0.15	0.3	1.0243
	D-E		2.4	1	13.76	0.15	0.25	1.2384	
	Dirección Y	Eje B	1-3	2.4	1	7.499	0.3	0.6	3.2396
			3-5	2.4	1	8.642	0.3	0.6	3.7333
			5-7	2.4	1	8.016	0.3	0.6	3.4629
		Eje C	1-3	2.4	1	7.636	0.3	0.6	3.2988
			3-5	2.4	1	8.6614	0.3	0.6	3.7417
5-7			2.4	1	7.651	0.3	0.6	3.3052	
Eje D		1-3	2.4	1	7.7737	0.3	0.6	3.3582	

			3-5	2.4	1	8.6845	0.3	0.6	3.7517
			5-7	2.4	1	7.3222	0.3	0.6	3.1632
		Escalera	3-4	2.4	1	9.1756	0.15	0.25	0.8258
			3-4	2.4	1	4.8878	0.15	0.3	0.5279
			3-4	2.4	1	12.727	0.15	50	229.0860
Sótano 01-02	Dirección X	Eje 3	A-B	2.4	1	7.1623	0.3	0.6	3.0941
			B-C	2.4	1	13.0178	0.15	0.3	1.4059
		Eje 4	A-B	2.4	1	7.0258	0.3	0.6	3.0351
			B-C	2.4	1	6.613	0.15	0.3	0.7142
			C-D	2.4	1	10.966	0.15	0.3	1.1843
		Eje 5	A-B	2.4	1	6.8796	0.3	0.6	2.9720
			B-C	2.4	1	1.95	0.3	0.6	0.8424
			B-C	2.4	1	5.498	0.3	0.6	2.3751
			C-D	2.4	1	6.8638	0.15	0.3	0.7413
			C-D	2.4	1	7.4546	0.3	0.6	3.2204
		Eje 6	D-E	2.4	1	1.78	0.3	0.6	0.7690
			A-B	2.4	1	6.67	0.3	0.6	2.8814
			A-B	2.4	1	6.5995	0.3	0.6	2.8510
			B-C	2.4	1	8.0115	0.3	0.6	3.4610
	C-D		2.4	1	7.41173	0.3	0.6	3.2019	
	Escalera	D-E	2.4	1	1.4502	0.3	0.6	0.6265	
		D-E	2.4	1	4.9029	0.15	0.25	0.4413	
		D-E	2.4	1	4.9029	0.15	0.3	0.5295	
	Dirección Y	Eje B	3-5	2.4	1	8.642	0.3	0.6	3.7333
			5-7	2.4	1	8.016	0.3	0.6	3.4629
Eje C		5-7	2.4	1	7.651	0.3	0.6	3.3052	
Eje D		3-5	2.4	1	2.0101	0.3	0.6	0.8684	
		5-7	2.4	1	7.3222	0.3	0.6	3.1632	
Eje E		5-7	2.4	1	9.8644	0.15	0.3	1.0654	
Escalera		3-4	2.4	1	4.5111	0.15	0.5	0.8120	
	3-4	2.4	1	4.5111	0.15	0.5	0.8120		
Sótano 01-1	Dirección X	Eje 2	A-B	2.4	1	7.4099	0.3	0.6	3.2011
			B-C	2.4	1	7.853	0.3	0.6	3.3925
			C-D	2.4	1	7.5648	0.3	0.6	3.2680
		Eje 3	A-B	2.4	1	7.1623	0.3	0.6	3.0941
			B-C	2.4	1	7.885	0.3	0.6	3.4063
			C-D	2.4	1	7.5342	0.3	0.6	3.2548
		Eje 4	C-D	2.4	1	8.8793	0.3	0.6	3.8359
			D-E	2.4	1	3.2905	0.15	0.3	0.3554
		Eje 5	D-E	2.4	1	3.2905	0.15	0.3	0.3554
	Escalera	D-E	2.4	1	9.7486	0.15	0.3	1.0528	
		D-E	2.4	1	4.9	0.15	0.3	0.5292	
	Dirección Y	Eje B	1-3	2.4	1	7.4997	0.3	0.6	3.2399
		Eje C	5-7	2.4	1	7.636	0.3	0.6	3.2988
		Eje D	3-5	2.4	1	7.7737	0.3	0.6	3.3582
5-7			2.4	1	8.6854	0.3	0.6	3.7521	
Eje E		5-7	2.4	1	3.6955	0.25	0.25	0.5543	
Escalera		3-4	2.4	1	4.8878	0.3	0.6	2.1115	
		3-4	2.4	1	4.9048	0.15	0.5	0.8829	
Emergencia	Dirección X	Eje 3	A-B	2.4	1	13.7823	0.3	0.6	5.9540
			B-C	2.4	1	13.0178	0.15	0.3	1.4059
		Eje 4	A-B	2.4	1	7.0023	0.3	0.6	3.0250
			B-C	2.4	1	6.49	0.3	0.6	2.8037
		Eje 5	A-B	2.4	1	6.8796	0.3	0.6	2.9720
			B-C	2.4	1	1.95	0.3	0.6	0.8424
			B-C	2.4	1	5.498	0.3	0.6	2.3751
			C-D	2.4	1	6.8638	0.15	0.3	0.7413
			C-D	2.4	1	7.4546	0.3	0.6	3.2204

			D-E	2.4	1	1.78	0.3	0.6	0.7690		
			Eje 6	A-B	2.4	1	6.67	0.3	0.6	2.8814	
				B-C	2.4	1	8.0115	0.3	0.6	3.4610	
				C-D	2.4	1	7.41173	0.3	0.6	3.2019	
				D-E	2.4	1	1.4502	0.3	0.6	0.6265	
			Escalera	D-E	2.4	1	4.9029	0.15	0.25	0.4413	
				D-E	2.4	1	4.9029	0.15	0.3	0.5295	
			Dirección Y	Eje B	3-5	2.4	1	8.642	0.3	0.6	3.7333
					5-7	2.4	1	8.016	0.3	0.6	3.4629
				Eje C	5-7	2.4	1	7.651	0.3	0.6	3.3052
				Eje D	3-5	2.4	1	2.0101	0.3	0.6	0.8684
					5-7	2.4	1	7.3222	0.3	0.6	3.1632
				Eje C-D	4-7	2.4	1	20.6961	0.3	0.6	8.9407
				Eje E	5-7	2.4	1	9.8644	0.15	0.3	1.0654
Escalera	3-4	2.4		1	4.5111	0.15	0.5	0.8120			
	3-4	2.4		1	4.5111	0.15	0.5	0.8120			
Primer - Cuarto Nivel	Dirección X	Eje 1		A-B	2.4	1	7.59	0.25	0.4	1.8216	
			B-C	2.4	1	7.82	0.25	0.25	1.1730		
			C-D	2.4	1	7.61	0.25	0.4	1.8264		
		Eje 2	A-B	2.4	1	4.002	0.25	0.4	0.9605		
			B-C	2.4	1	7.853	0.25	0.25	1.1780		
			C-D	2.4	1	7.5648	0.25	0.4	1.8156		
		Eje 3	A-B	2.4	1	7.1623	0.25	0.4	1.7190		
			B-C	2.4	1	7.885	0.25	0.4	1.8924		
			C-D	2.4	1	7.5342	0.25	0.25	1.1301		
		Eje 3-44	B-C	2.4	1	14.566	0.25	0.25	2.1849		
		Eje 4	A-B	2.4	1	7.0258	0.25	0.4	1.6862		
			B-C	2.4	1	7.9355	0.25	0.4	1.9045		
			C-D	2.4	1	7.4851	0.25	0.4	1.7964		
		Eje 5	A-B	2.4	1	6.8796	0.25	0.25	1.0319		
			B-C	2.4	1	7.9669	0.25	0.25	1.1950		
			C-D	2.4	1	7.4546	0.25	0.25	1.1182		
			D-E	2.4	1	4.247	0.25	0.25	0.6371		
		Eje 6	A-B	2.4	1	6.67	0.25	0.25	1.0005		
			A-B	2.4	1	6.5995	0.3	0.6	2.8510		
			B-C	2.4	1	8.0115	0.25	0.25	1.2017		
			C-D	2.4	1	7.41173	0.25	0.25	1.1118		
			D-E	2.4	1	4.0961	0.25	0.25	0.6144		
		Eje 1	A-B	2.4	1	6.532	0.25	0.4	1.5677		
			B-C	2.4	1	8.0626	0.25	0.25	1.2094		
			C-D	2.4	1	7.4213	0.25	0.4	1.7811		
		Escalera	D-E	2.4	1	9.7486	0.25	0.25	1.4623		
			D-E	2.4	1	13.5	0.25	0.25	2.0250		
		Dirección Y	Eje A	1-3	2.4	1	14.189	0.25	0.4	3.4054	
				3-5	2.4	1	8.611	0.25	0.4	2.0666	
				5-7	2.4	1	8.3	0.25	0.25	1.2450	
Eje B	1-3		2.4	1	7.499	0.25	0.4	1.7998			
	3-5		2.4	1	8.642	0.25	0.4	2.0741			
	5-7		2.4	1	8.016	0.25	0.25	1.2024			
Eje C	1-3		2.4	1	7.636	0.25	0.4	1.8326			
	3-5		2.4	1	8.6614	0.25	0.4	2.0787			
	5-7		2.4	1	7.651	0.25	0.4	1.8362			
Eje D	1-3		2.4	1	7.7737	0.25	0.25	1.1661			
	3-5		2.4	1	8.6845	0.25	0.25	1.3027			
	5-7		2.4	1	7.3222	0.25	0.25	1.0983			
Eje E	2-3		2.4	1	4.8952	0.25	0.25	0.7343			
	3-4	2.4	1	4.5129	0.25	0.25	0.6769				
Escalera	3-4	2.4	1	2.746	0.25	0.25	0.4119				

			3-4	2.4	1	6.6635	0.25	0.25	0.9995
								Total=	727.0829

Tabla 6: Metrado de Cargas en Vigas

f. Peso de Carga Muerta y Carga Viva.

Peso Carga Muerta					Peso Carga Viva				
Nivel	Número	Carga(tn/m2)	Área(m2)	Carga (tn)	Nivel	Número	Carga(tn/m2)	Área(m2)	Carga (tn)
Sótano 02	1	0.4	446.530	178.612	Sótano 02	1	0.27	446.530	120.5631
Sótano 01-2	1	0.4	199.450	79.78	Sótano 01-2	1	0.27	199.450	53.8515
Semi S. 01-1	1	0.4	163.210	65.284	Semi S. 01-1	1	0.27	163.210	44.0667
Emergencia	1	0.4	201.410	80.564	Emergencia	1	0.27	201.410	54.3807
Nivel 01	1	0.4	396.900	158.76	Nivel 01	1	0.27	396.900	107.163
Nivel 02	1	0.4	396.900	158.76	Nivel 02	1	0.27	396.900	107.163
Nivel 03	1	0.4	396.900	158.76	Nivel 03	1	0.27	396.900	107.163
Nivel 04	1	0.4	396.900	158.76	Nivel 04	1	0.27	396.900	107.163
Total				323.676	Total				701.514

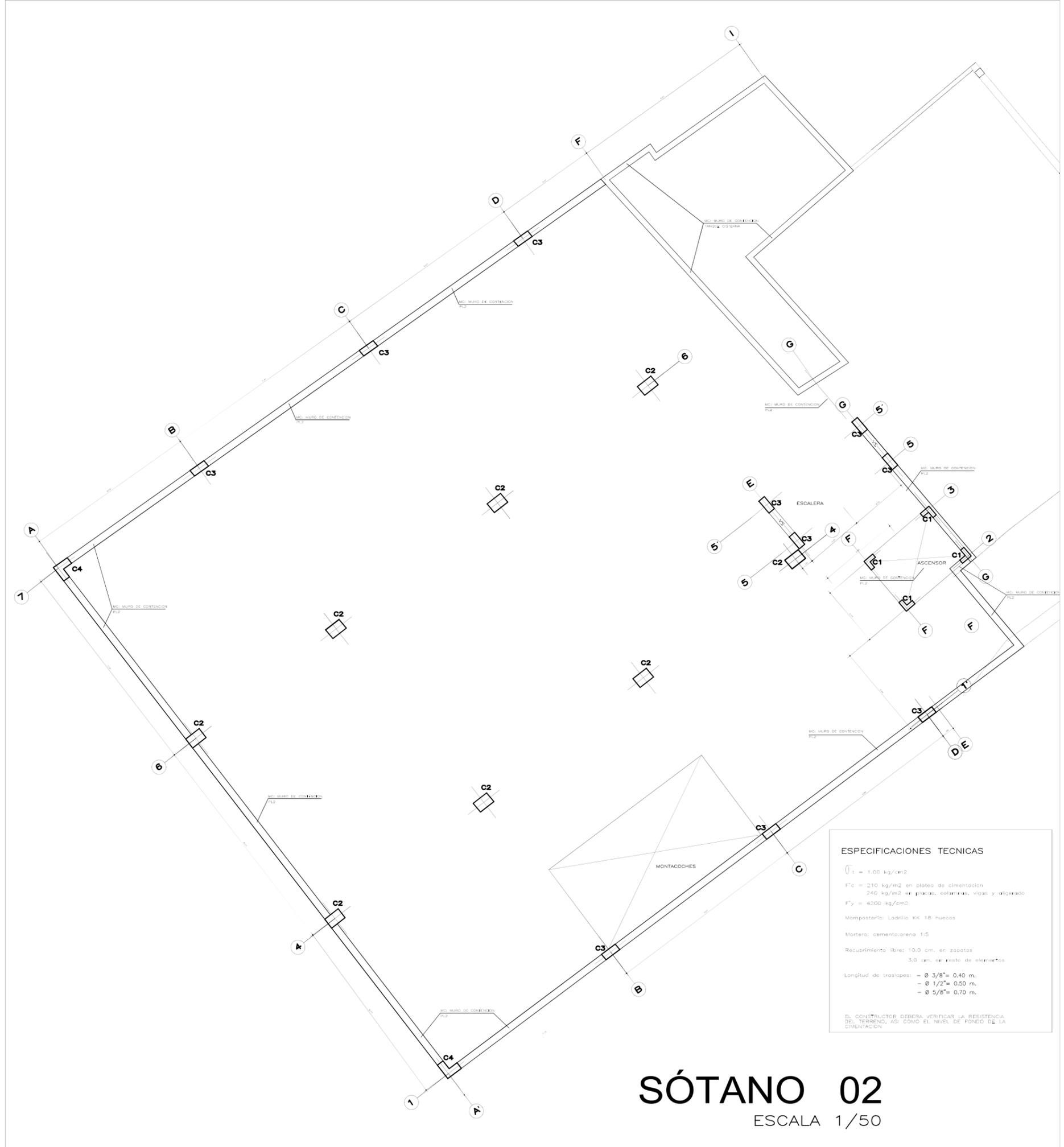
Tabla 7: Carga Muerta Y carga Viva externa

g. Resumen de Cargas.

Carga muerta Total	2254.98	tn
Carga Viva Total	701.514	tn
Peso Total=	2605.74	tn

Tabla 8: Resumen de Cargas

PLANOS



SÓTANO 02

ESCALA 1/50

ESPECIFICACIONES TECNICAS

$f'_t = 1.00 \text{ kg/cm}^2$

$f'_c = 210 \text{ kg/m}^2$ en placas de cimentación
 240 kg/m^2 en placas, columnas, vigas y aligerado

$f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Mampostería: Ladrillo KK 16 huecos

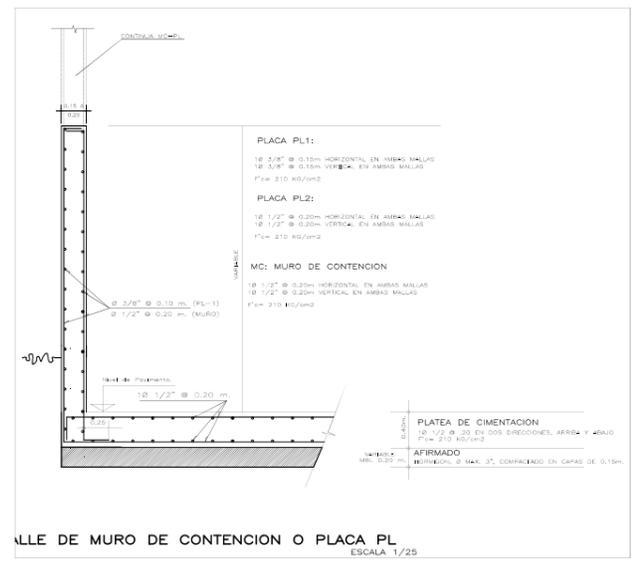
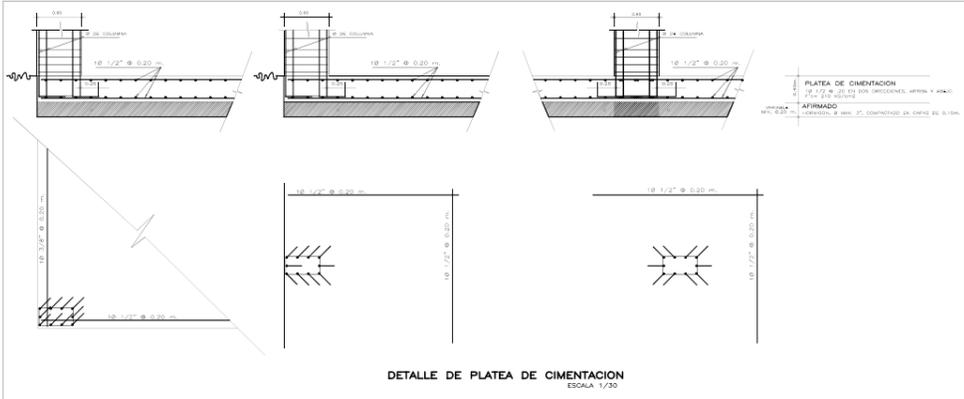
Mortero: cementoarena 1:5

Recubrimiento libre: 10.0 cm. en zapatas
 3.0 cm. en resto de elementos

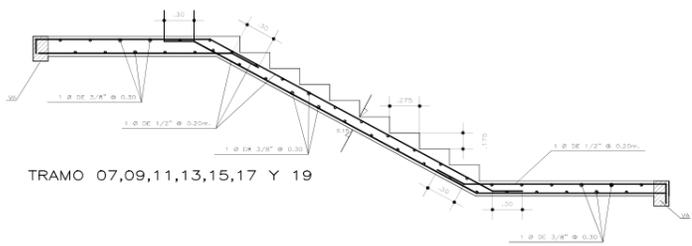
Longitud de traslapes: $\varnothing 3/8" = 0.40 \text{ m.}$
 $\varnothing 1/2" = 0.50 \text{ m.}$
 $\varnothing 5/8" = 0.70 \text{ m.}$

EL CONSTRUCTOR DEBERA VERIFICAR LA RESISTENCIA DEL TERRENO, ASÍ COMO EL NIVEL DE FONDO DE LA CIMENTACION.

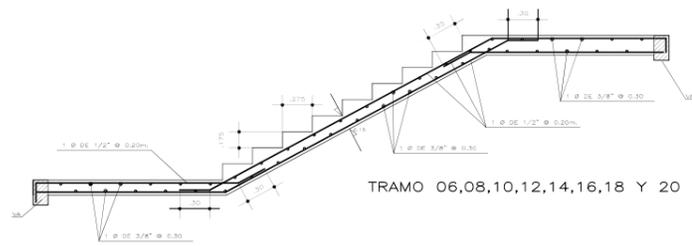
CUADRO DE COLUMNAS											
NIVEL	C1	C2	C3	C4	C1	C2	C3	C4	C1	C2	C4
8ª PLANTA	b x 1 Ø										
7ª PLANTA	b x 1 Ø										
6ª PLANTA	b x 1 Ø										
5ª PLANTA	b x 1 Ø										
5ª PLANTA	b x 1 Ø										
4ª PLANTA	b x 1 Ø										
3ª PLANTA	b x 1 Ø										
2ª PLANTA	b x 1 Ø										
1ª PLANTA	b x 1 Ø										
SOTANO 02	b x 1 Ø										
SOTANO 01	b x 1 Ø										
	b x 1 Ø	Ø 1/2" @ 0.40 Ø 3/8" @ 0.20	Ø 3/8" @ 0.40 Ø 3/8" @ 0.20								



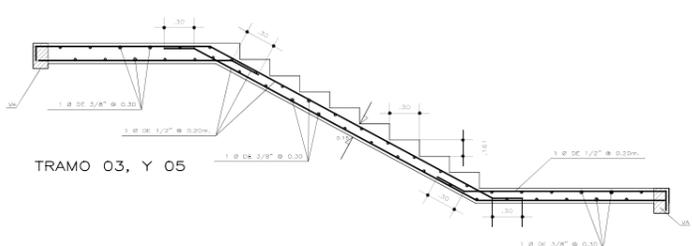
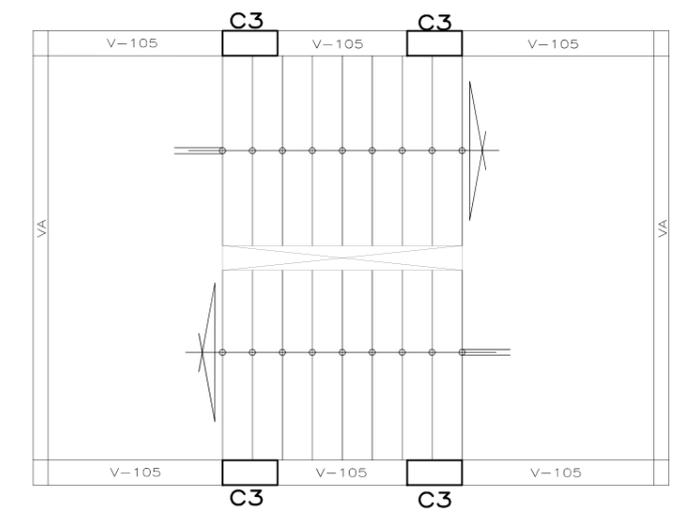
PROYECTO: AMPLIACION CLINICA LIMATAMBO
NUEVO EDIFICIO
PROYECTADO: CLINICA LIMATAMBO
CAJAMARCA SAC
PROYECTISTA: JOSE E. ACOSTA GALVEZ
OP-006
REVISOR: JR. PUÑO N° 265
CAJAMARCA
DESENHO: JOSE E. ACOSTA GALVEZ
OP-006
PLANO: CIMENTACION
ESCALA: INICIADA
FECHA: MARZO 2012
PLANO N°: C-01



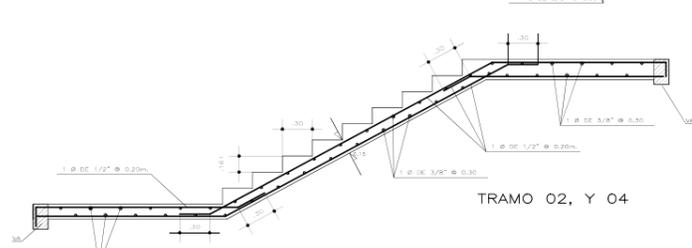
TRAMO 07,09,11,13,15,17 Y 19



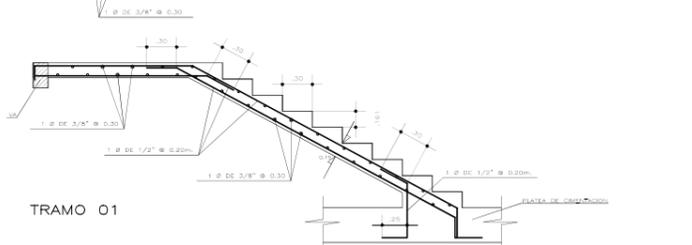
TRAMO 06,08,10,12,14,16,18 Y 20



TRAMO 03, Y 05

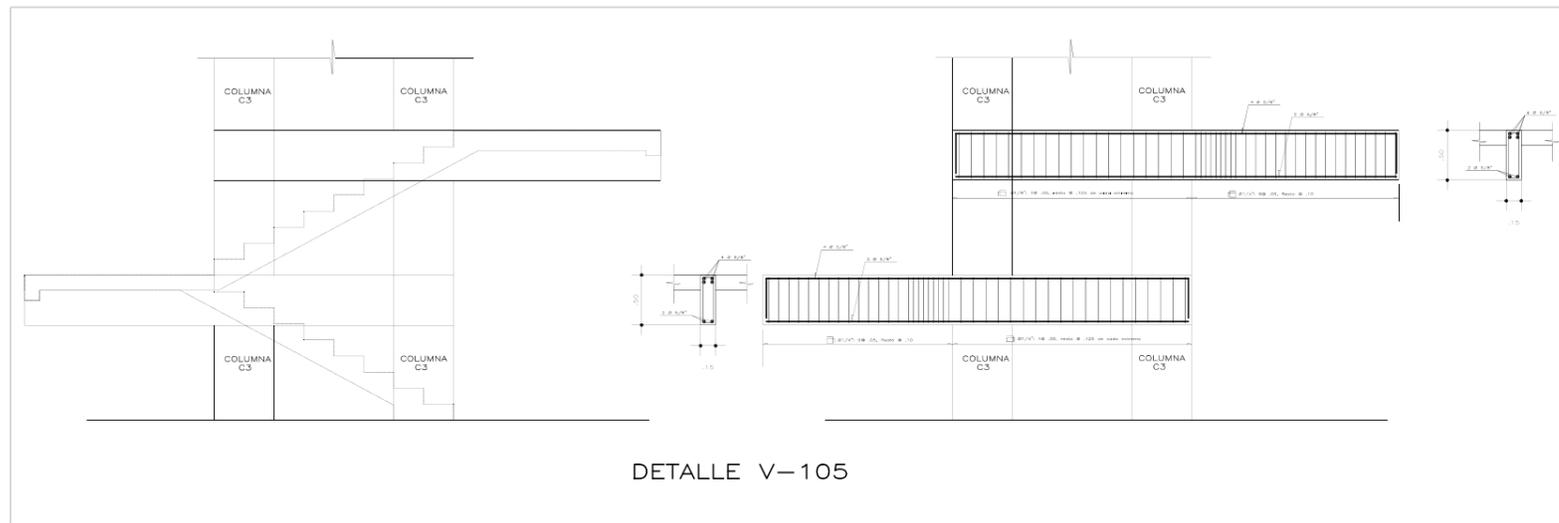


TRAMO 02, Y 04

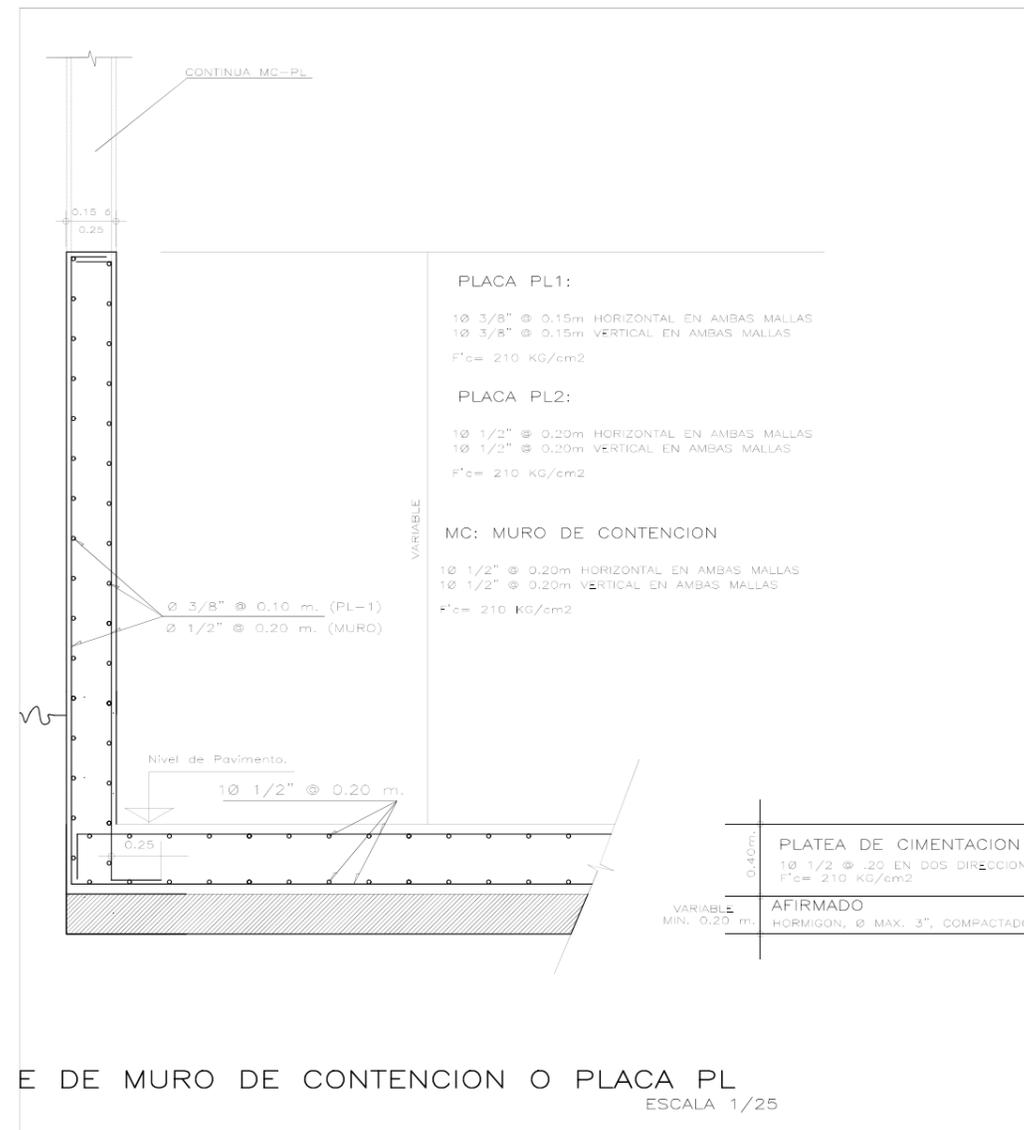


TRAMO 01

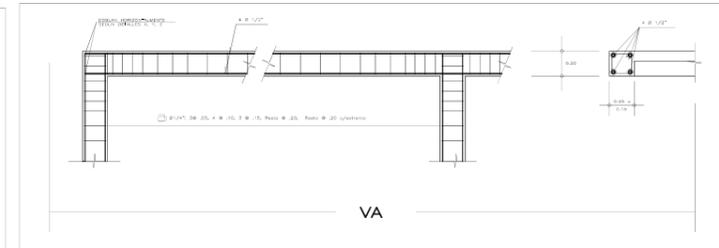
DETALLE ESCALERA



DETALLE V-105



E DE MURO DE CONTENCIÓN O PLACA PL
 ESCALA 1/25



ESPECIFICACIONES TECNICAS

- $\gamma_c = 1.00 \text{ kg/cm}^2$
- $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ en placas de cimentación
- 240 kg/cm^2 en placas, columnas, vigas y aligerado
- $F'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Mampostería: Ladrillo KK 18 huecos
- Mortero: cementoarena 1:5
- Recubrimiento libre: 10.0 cm. en zapatas
- 3.0 cm. en resto de elementos
- Longitud de traslapes:
 - Ø 3/8" = 0.40 m.
 - Ø 1/2" = 0.50 m.
 - Ø 5/8" = 0.70 m.

EL CONSTRUCTOR DEBERA VERIFICAR LA RESISTENCIA DEL TERRENO, ASÍ COMO EL NIVEL DE FONDO DE LA CIMENTACION.

PROYECTO:
AMPLIACION CLINICA LIMATAMBO
CAJAMARCA SAC

PROPIEDAD:
 JOSE E. ACOSTA GALVEZ
 (P. 404)

INGENIERO:
 JR. PUNO N° 265
 CAJAMARCA

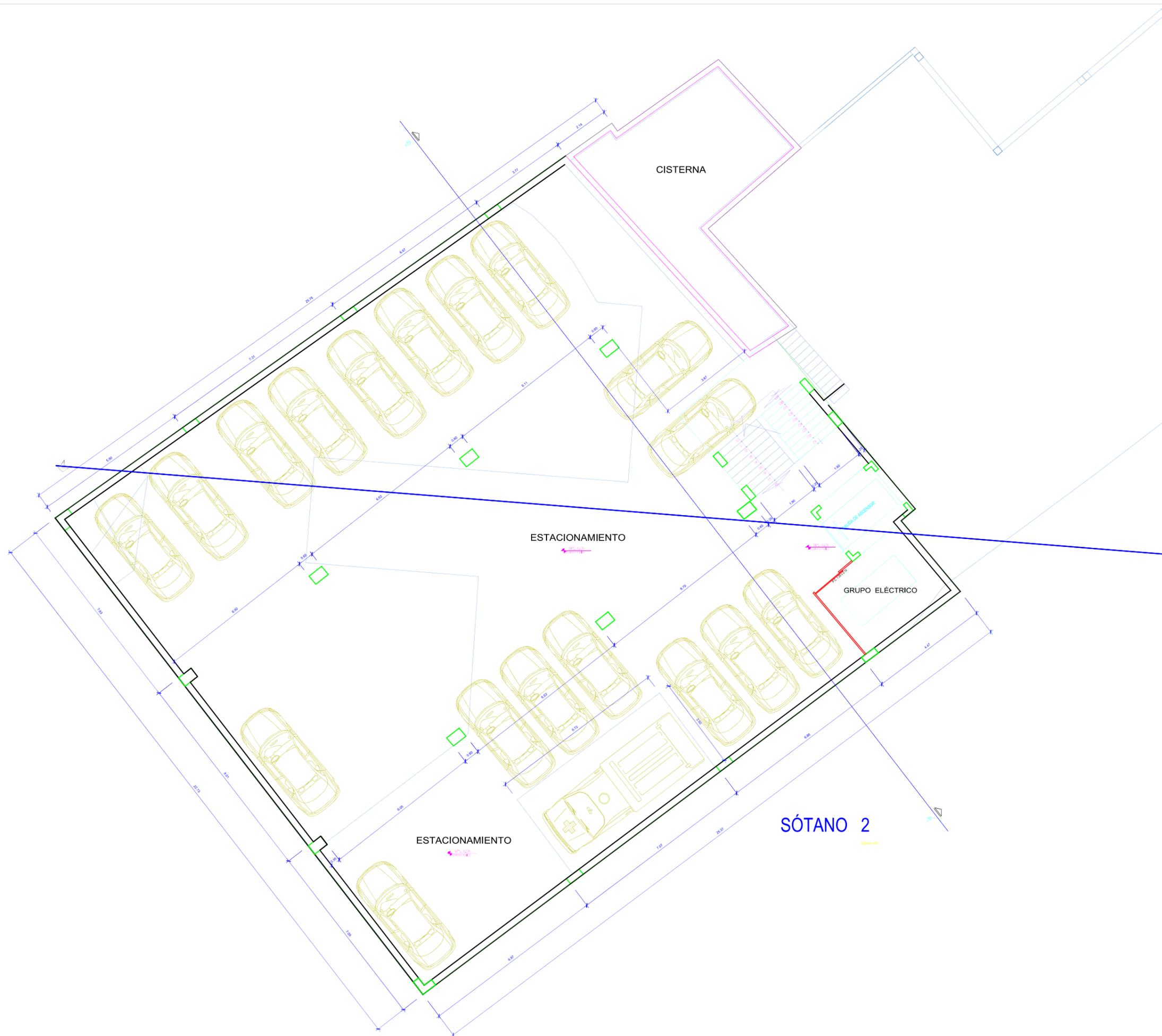
BRANCO:
 JOSE E. ACOSTA GALVEZ
 (P. 404)

PLANO:
ESTRUCTURAS
DETALLE ESCALERA

ESCALA:
 INDICADA

FECHA:
 MARZO 2012

PLANO N°:
E-D1



PROYECTO:
**AMPLIACION CLINICA LIMATAMBO
 NUEVO EDIFICIO-TORRE II**

PROYECTISTA:
 JORGE VERAÑA DUBOZ

DIRECCIÓN:
 JR. PUNO N. DEL 205
 CALAMAYCA

CLIENTE:
 JORGE E. ACOSTA GALVEZ
 C.P. 40249

PLANO:
ARQUITECTURA
 SÓTANO 02

CONTENIDO:
REPLANTEO

ESCALA:
 1:50

FECHA:
 ABRIL 2014

PLANO Nº:
A-01

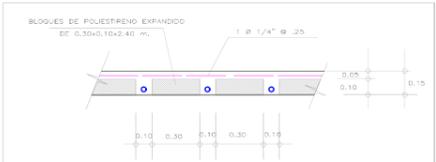
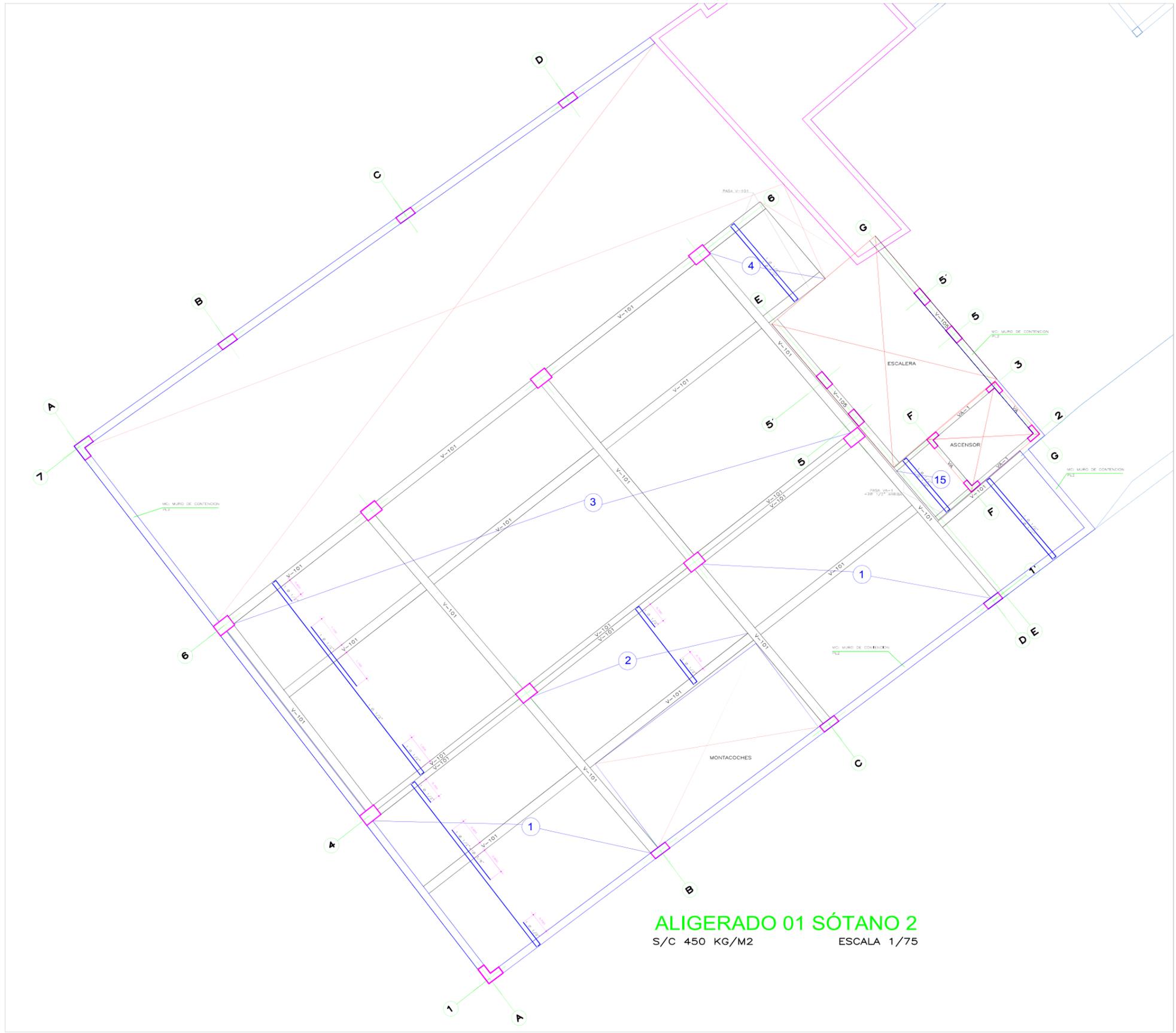


SEMI-SÓTANO Y SÓTANO 1

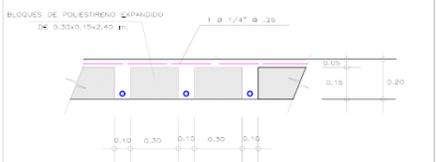


EDIFICACIÓN ANTIGUA

2°, 3° Y 4° NIVEL
HOSPITALIZACIÓN



CORTE TÍPICO DE ALIGERADO EN RAMPA

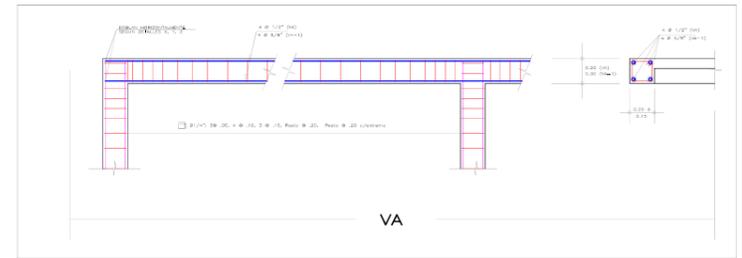


CORTE TÍPICO DE ALIGERADO EN TECHO

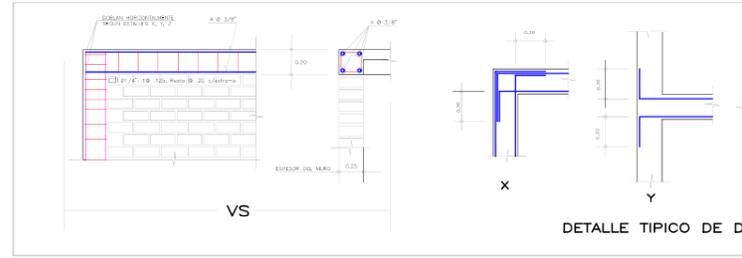
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- $f_t = 1.00 \text{ kg/cm}^2$
- $f'_c = 210 \text{ kg/m}^2$ en placa de cimentación
- 280 kg/m^2 en placas, columnas, vigas y aligerado
- $f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Mampostería: Ladrillo KK 18 huecos
- Merter: cementarena 1:5
- Recubrimiento libre: 5.0 cm. en zapatas y muro de contención
- 3.0 cm. en resto de elementos
- Longitud de traslapes:
 - $\emptyset 3/8" = 0.40 \text{ m.}$
 - $\emptyset 1/2" = 0.50 \text{ m.}$
 - $\emptyset 5/8" = 0.70 \text{ m.}$

EL CONSTRUCTOR DEBERA VERIFICAR LA RESISTENCIA DEL TERRENO, ASÍ COMO EL NIVEL DE FONDO DE LA CIMENTACIÓN



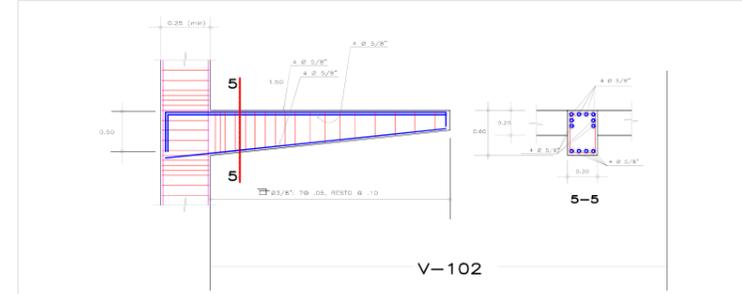
VA



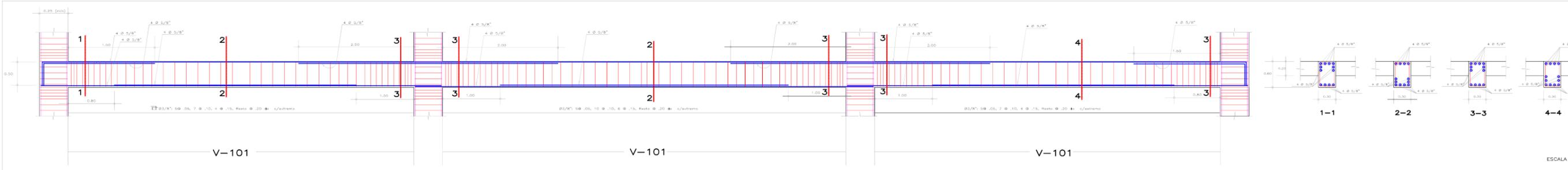
VS

DETALLE TÍPICO DE DOBLADO

ESCALA 1/20



V-102



V-101

V-101

V-101

1-1

2-2

3-3

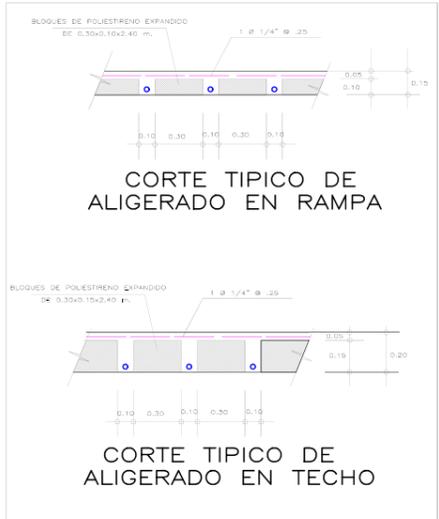
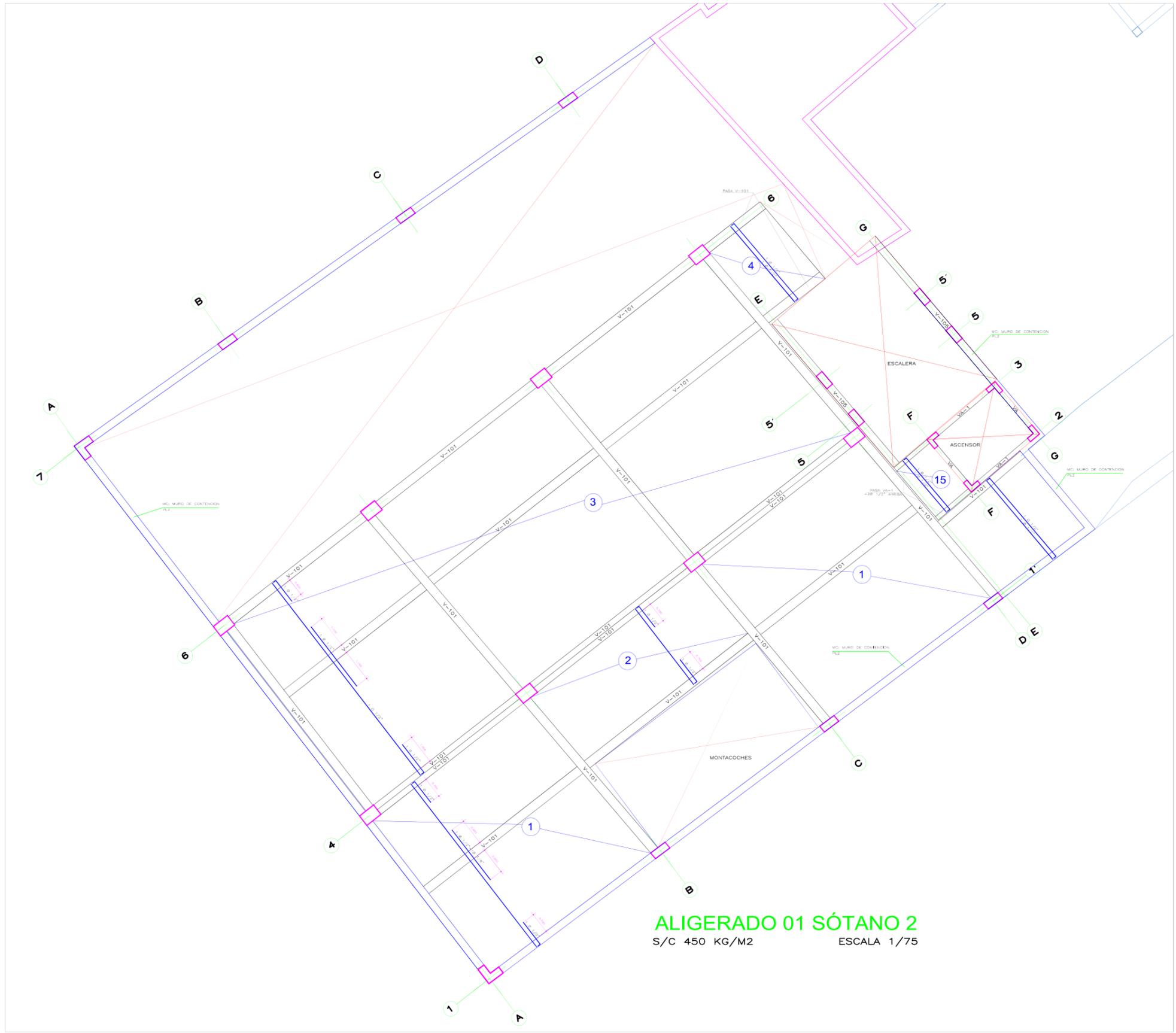
4-4

ESCALA 1/20

PROYECTO: AMPLIACION CLINICA LIMATAMBO
NUEVO EDIFICIO TORRE II

CLIENTE: CLINICA LIMATAMBO CAJAMARCA SAC
PROYECTISTA: JOSE L. AGOSTA GALVEZ
DISEÑADOR: HIRERA
FECHA: MARZO 2012

E-01



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

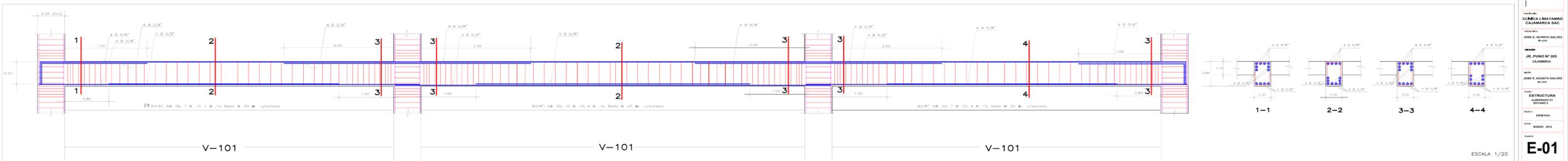
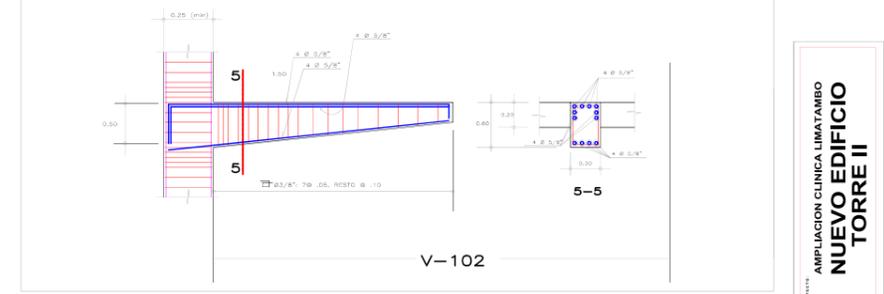
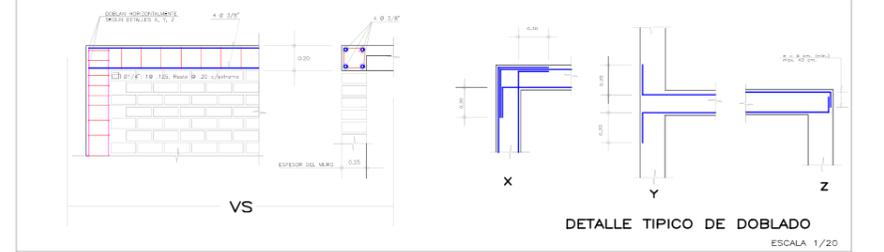
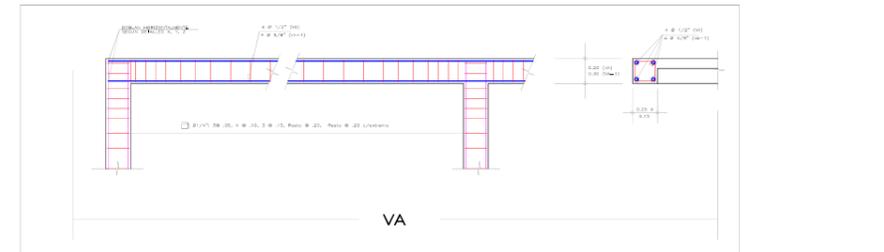
$f'_t = 1.00 \text{ kg/cm}^2$
 $f'_c = 210 \text{ kg/m}^2$ en placa de cimentación
 280 kg/m^2 en placas, columnas, vigas y aligerado
 $f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Mampostería: Ladrillo KK 18 huecos
 Mortero: cementarena 1:5

Recubrimiento libre: 5.0 cm. en zapatas y muro de contención
 3.0 cm. en resto de elementos

Longitud de traslapes: - $\emptyset 3/8" = 0.40 \text{ m.}$
 - $\emptyset 1/2" = 0.50 \text{ m.}$
 - $\emptyset 5/8" = 0.70 \text{ m.}$

EL CONSTRUCTOR DEBERA VERIFICAR LA RESISTENCIA DEL TERRENO, ASÍ COMO EL NIVEL DE FONDO DE LA CIMENTACIÓN

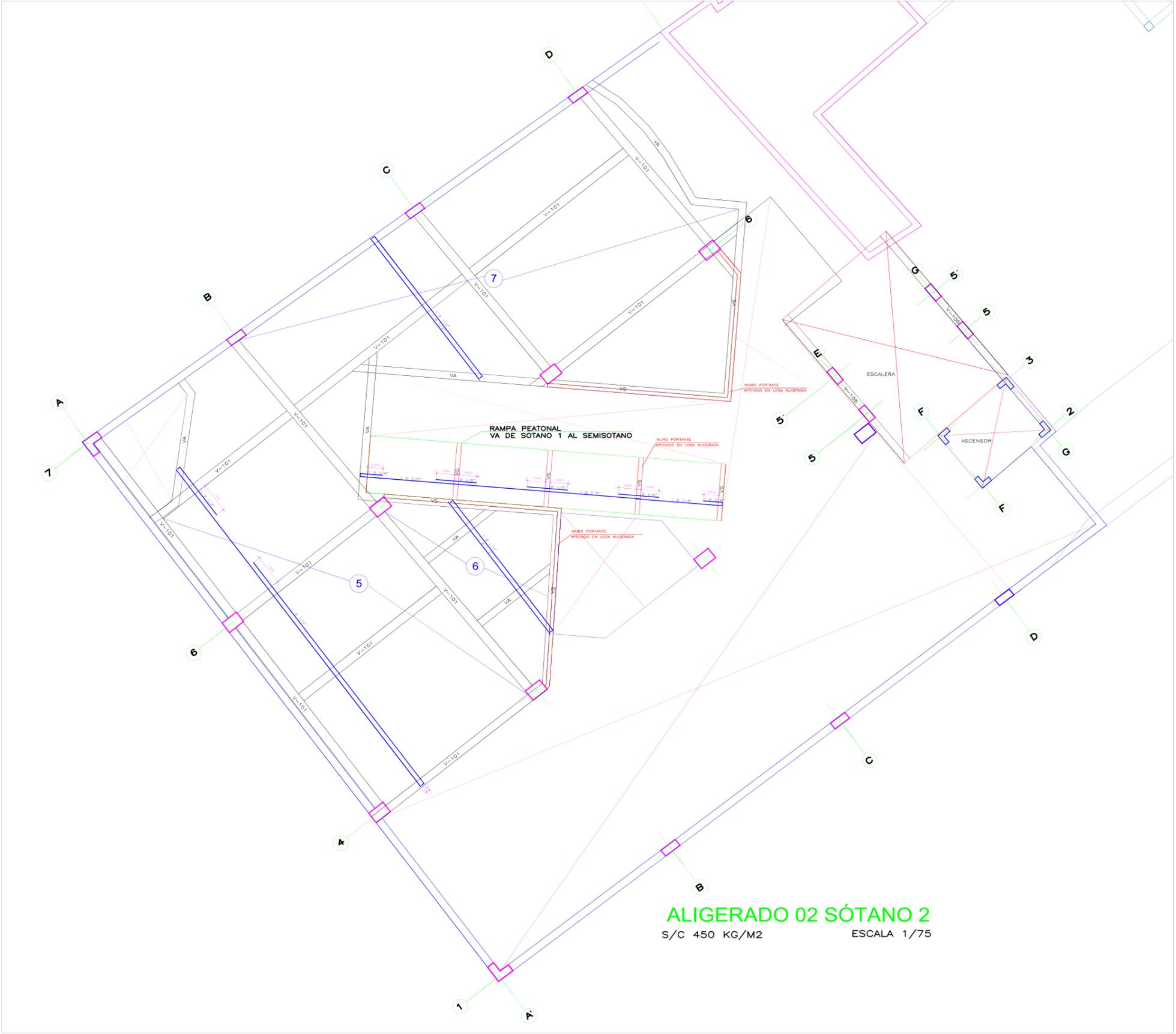


PROYECTO: AMPLIACION CLINICA LIMATAMBO
NUEVO EDIFICIO TORRE II

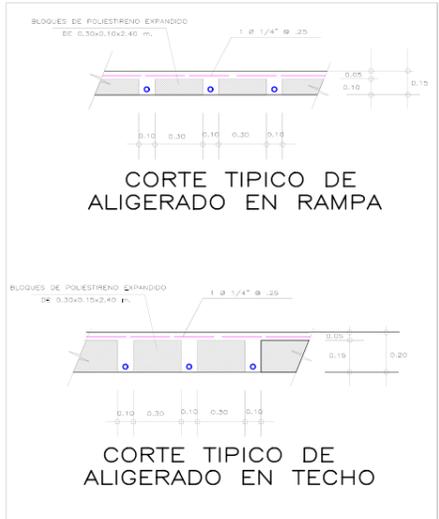
PROYECTISTA: CLINICA LIMATAMBO CAJAMARCA SAC
 TITULO: PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION Y AMPLIACION DEL EDIFICIO TORRE II
 AUTOR: JOSE E. AGOSTA GALVEZ
 DISEÑO: JOSE E. AGOSTA GALVEZ
 ESTRUCTURA: ROYALTY S.A.
 DISEÑO: ROYALTY S.A.
 DISEÑO: ROYALTY S.A.
 DISEÑO: ROYALTY S.A.

ESCALA 1/20

E-01



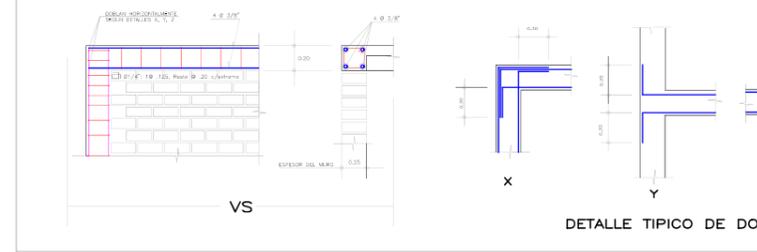
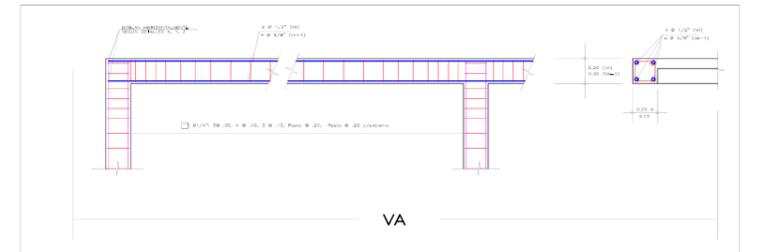
ALIGERADO 02 SÓTANO 2
S/C 450 KG/M2 ESCALA 1/75



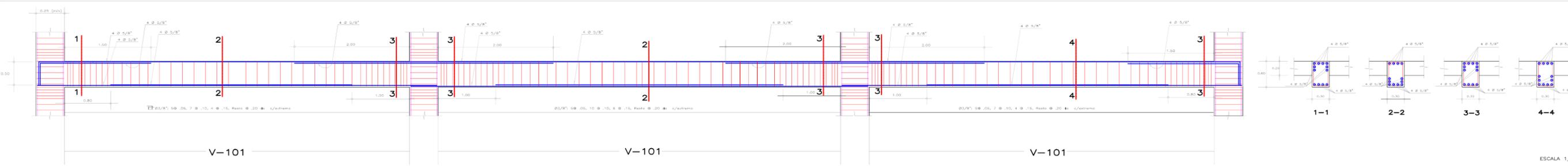
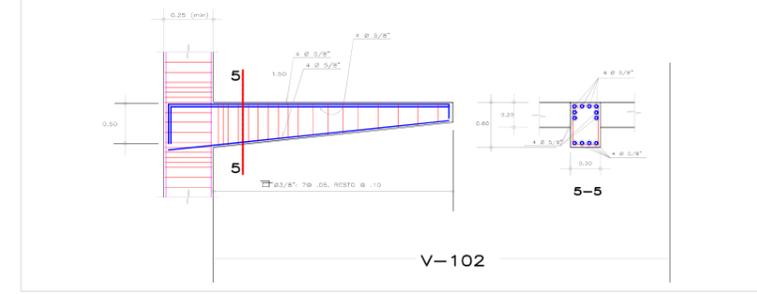
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- $f_t = 1.00 \text{ kg/cm}^2$
- $f'_c = 210 \text{ kg/m}^2$ en placa de cimentación
280 kg/m² en placas, columnas, vigas y aligerado
- $f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Mampostería: Ladrillo KK 18 huecos
- Merter: cementarena 1:5
- Recubrimiento libre: 5.0 cm. en zapatas y muro de contención
3.0 cm. en resto de elementos
- Longitud de traslapes:
 - $\emptyset 3/8" = 0.40 \text{ m.}$
 - $\emptyset 1/2" = 0.50 \text{ m.}$
 - $\emptyset 5/8" = 0.70 \text{ m.}$

EL CONSTRUCTOR DEBERA VERIFICAR LA RESISTENCIA DEL TERRENO, ASÍ COMO EL NIVEL DE FONDO DE LA CIMENTACIÓN

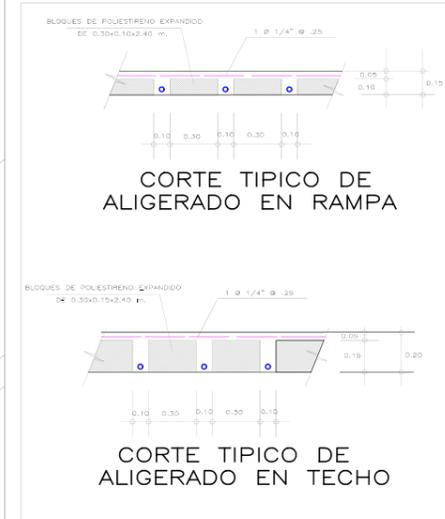
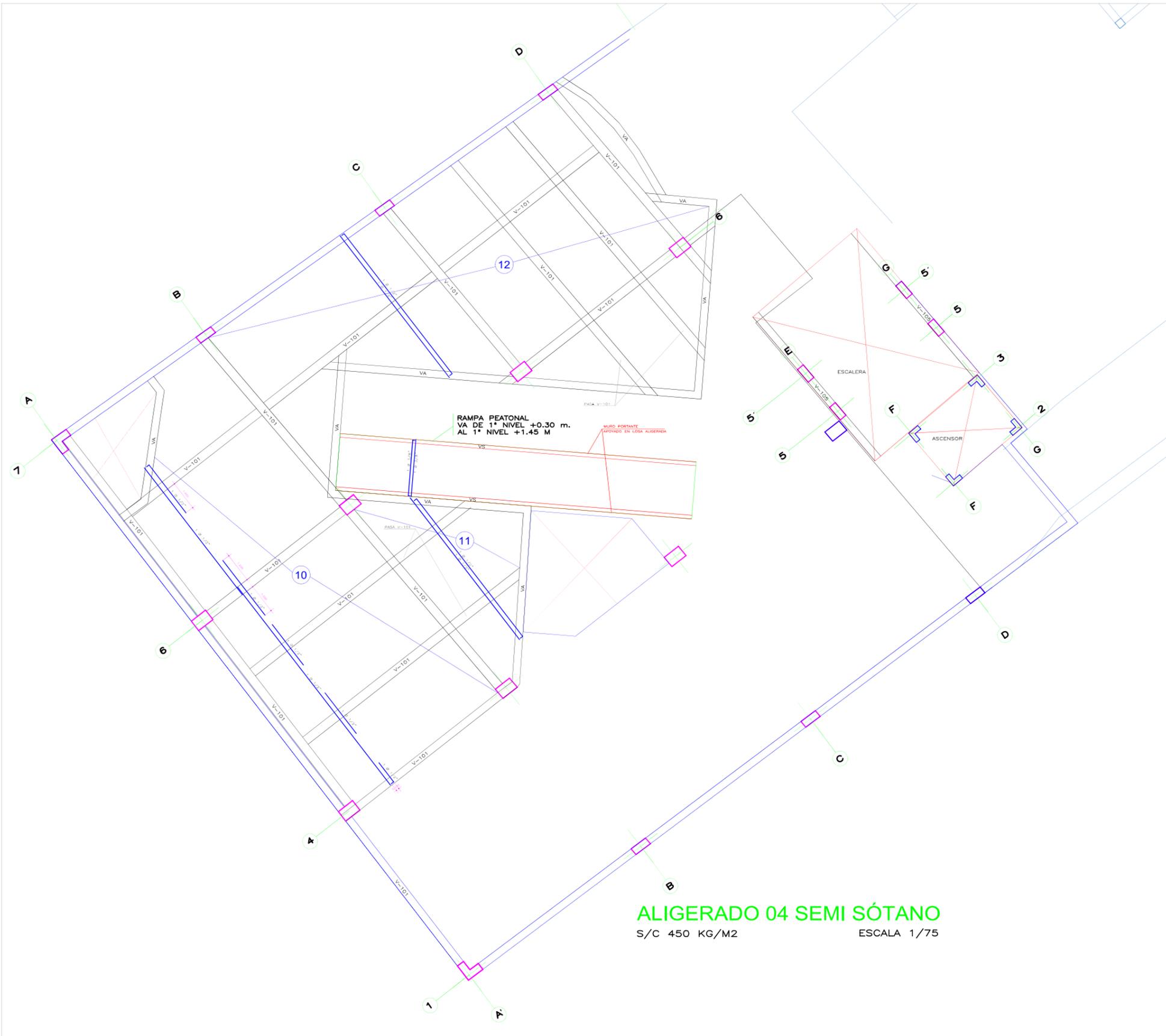


DETALLE TÍPICO DE DOBLADO
ESCALA 1/20



PROYECTO: AMPLIACION CLINICA LIMATAMBO
NUEVO EDIFICIO TORRE II
 CLIENTE: CLINICA LIMATAMBO CAJAMARCA S.A.C.
 INGENIERO: JOSE E. ACOSTA GALVEZ
 ARQUITECTO: JIR. FUMIO Nº 365 CAJAMARCA
 DISEÑO: JOSE E. ACOSTA GALVEZ
 ESTRUCTURA: ALIGERADO SOTANO 2
 FECHA: FEBRERO
 AÑO: MARZO 2014
E-02

ESCALA 1/20



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

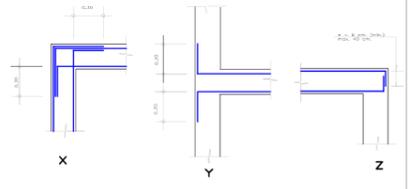
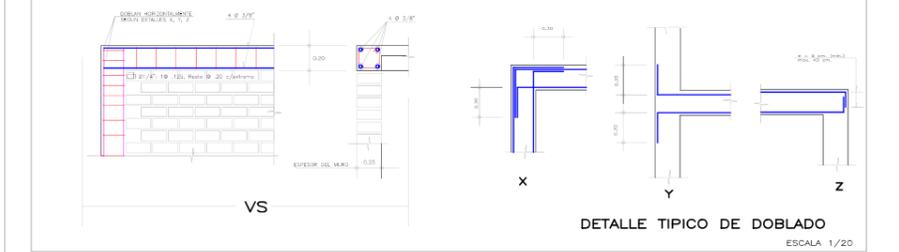
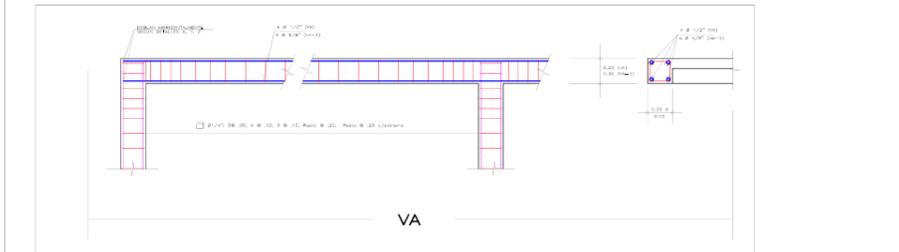
$f_t = 1.00 \text{ kg/cm}^2$
 $f'_c = 210 \text{ kg/m}^2$ en placa de cimentación
 280 kg/m^2 en placas, columnas, vigas y aligerado
 $f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Mampostería: Ladrillo KK 18 huecos
 Mortero: cementoarena 1:5

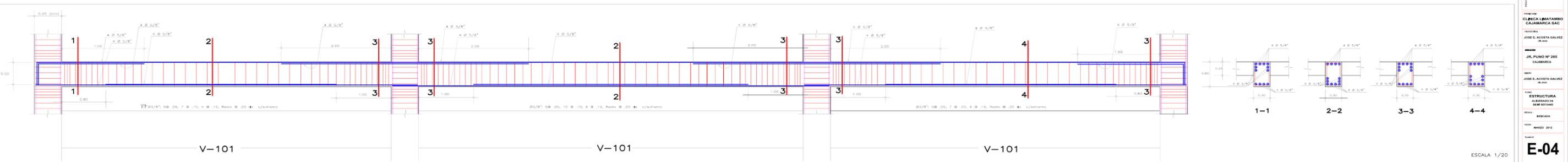
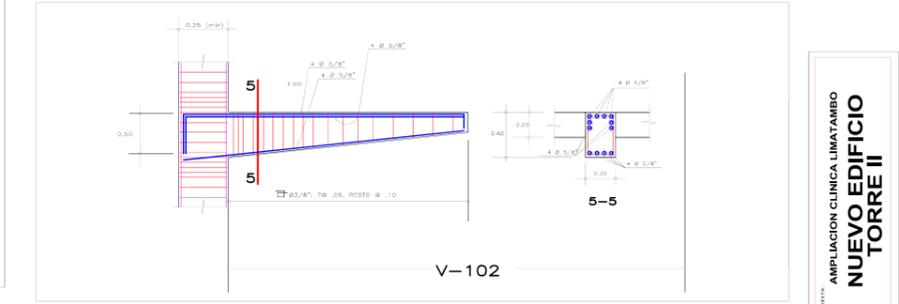
Recubrimiento libre: 5.0 cm. en zapatas y muro de contención
 3.0 cm. en resto de elementos

Longitud de traslapes: - $\emptyset 3/8" = 0.40 \text{ m.}$
 - $\emptyset 1/2" = 0.50 \text{ m.}$
 - $\emptyset 5/8" = 0.70 \text{ m.}$

EL CONSTRUCTOR DEBERA VERIFICAR LA RESISTENCIA DEL TERRENO, ASÍ COMO EL NIVEL DE FONDO DE LA CIMENTACIÓN



DETALLE TÍPICO DE DOBLADO
 ESCALA 1/20

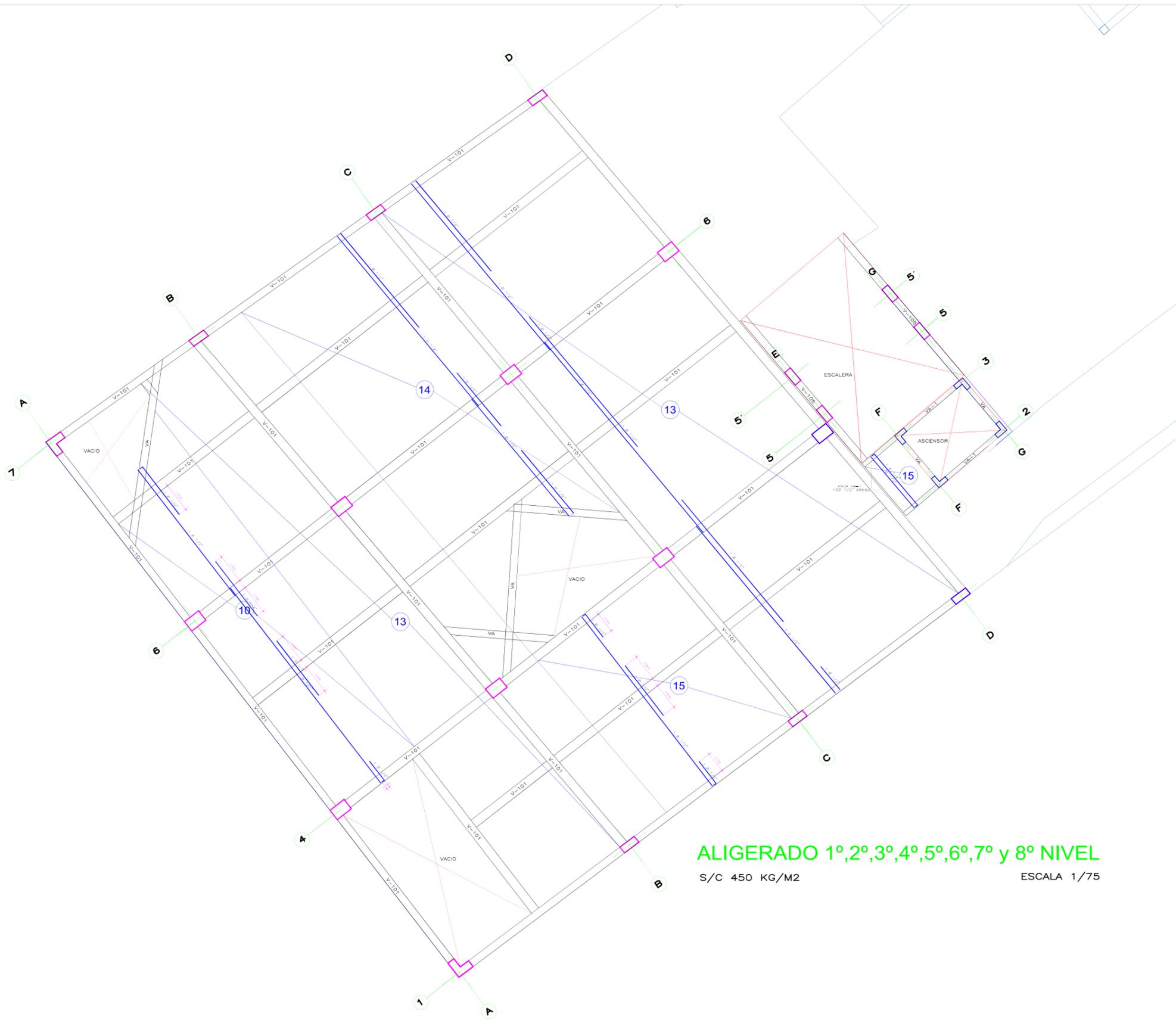


PROYECTO: AMPLIACION CLINICA LIMATAMBO
NUEVO EDIFICIO TORRE II

CLIENTE: CLINICA LIMATAMBO CAJAMARCA SAC
 TITULAR: JOSE E. AGOSTA GALVEZ
 DISEÑO: JOSE E. AGOSTA GALVEZ
 ESTRUCTURA: INGENIERIA SERRANO & SERRANO
 DISEÑO: INGENIERIA SERRANO & SERRANO
 DISEÑO: INGENIERIA SERRANO & SERRANO

E-04

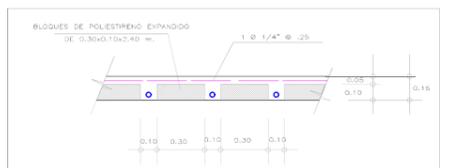
ESCALA 1/20



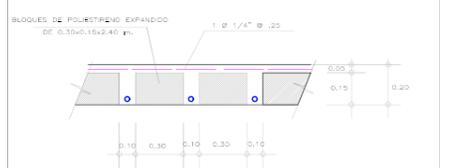
ALIGERADO 1º, 2º, 3º, 4º, 5º, 6º, 7º y 8º NIVEL
 S/C 450 KG/M2 ESCALA 1/75

ESPECIFICACIONES TECNICAS

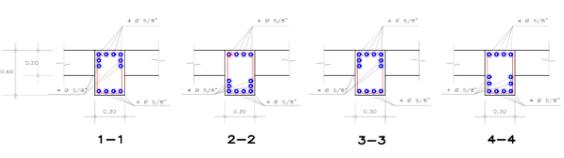
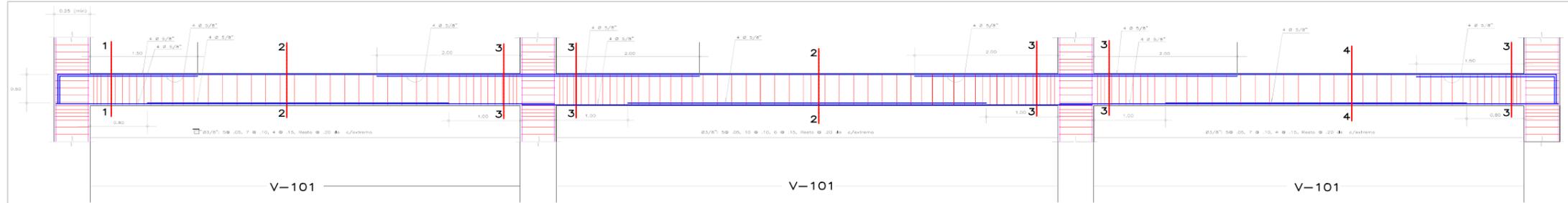
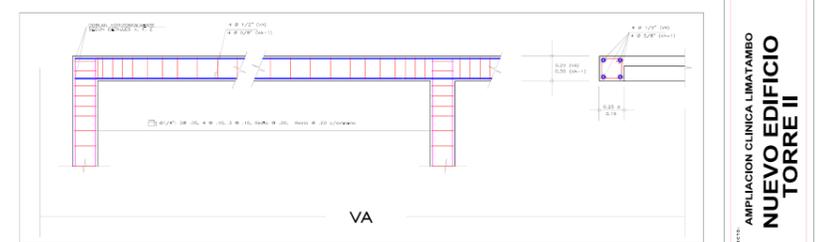
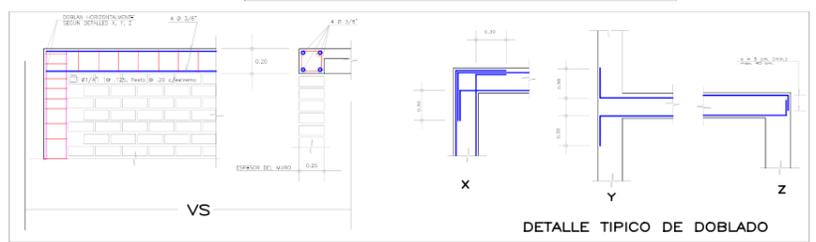
- $\sigma_c = 1.00 \text{ kg/cm}^2$
 - $f'c = 210 \text{ kg/m}^2$ en placas de cimentación
 280 kg/m^2 en placas, columnas, vigas y aligerado
 - $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - Mampostería: Ladrillo KK 18 huecos
 - Mortero: cemento:arena 1:5
 - Recubrimiento libre: 5.0 cm. en zapatas y muro de contención
 3.0 cm. en resto de elementos
 - Longitud de traslapes:
 - $\emptyset 3/8" = 0.40 \text{ m.}$
 - $\emptyset 1/2" = 0.50 \text{ m.}$
 - $\emptyset 5/8" = 0.70 \text{ m.}$
- EL CONSTRUCTOR DEBERA VERIFICAR LA RESISTENCIA DEL TERRENO, ASI COMO EL NIVEL DE FONDO DE LA CIMENTACION.



CORTE TÍPICO DE ALIGERADO EN RAMPA



CORTE TÍPICO DE ALIGERADO EN TECHO



AMPLIACION CLINICA LIMATAMBO
NUEVO EDIFICIO
TORRE II
 PROYECTO: CLINICA LIMATAMBO CALAMARCA SAC
 DISEÑO: JOSE E. ACOSTA GARCIA
 EJECUCION: JOSE E. ACOSTA GARCIA
 TITULO: ALIGERADO TÍPICO DE RAMPA Y TECHO
 ESCALA: 1/20
E-05