Evaluación de la vulnerabilidad sísmica mediante análisis estático no lineal y reconstrucción 3D por nube de puntos del obelisco de Pampa de Ayacucho, 2024

por Weber SAYAS MAURICIO

Fecha de entrega: 25-oct-2024 01:36p.m. (UTC-0500)
Identificador de la entrega: 2497296583
Nombre del archivo: TESIS_WEBER_SAYAS_MAURICIO.pdf (28.72M)
Total de palabras: 43073
Total de caracteres: 224883

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:

Evaluación de la vulnerabilidad sísmica mediante análisis estático no lineal y reconstrucción 3D por nube de puntos del obelisco de Pampa de Ayacucho, 2024

Para optar el título profesional de:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. Weber SAYAS MAURICIO

ASESOR:

MSc. Ing. Hemerson LIZARBE ALARCÓN

AYACUCHO – PERÚ

2024

Dedicatoria

A mis padres, hermanos y familia quienes apostaron siempre en la educación y en mi formación personal para enfrentar las adversidades con dignidad y respeto.

Agradecimientos

A mi familia, en especial a mis padres, Máximo y Dolores, quienes deseosos de verme alcanzar mis metas, han creído en mi y brindaron su apoyo incondicional, su amor y comprensión fue mi mayor motivación.

A mis amigos y colegas, por el compañerismo, apoyo emocional y estar dispuestos a escuchar y ofrecer su ayuda cuando más lo necesitaba.

A la Tricentenaria Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga y a sus docentes y personal administrativo, por proporcionar el entorno en mi formación académica.

Mi profundo agradecimiento a mi asesor de tesis, el Mg. Sc. Ing. Hemerson Lizarbe Alarcón, por la orientación, paciencia y apoyo constante a lo largo de todo este proceso, su conocimiento y consejos ha sido fundamentales para la realización de este trabajo.

Agradezco a los miembros del tribunal de tesis, Mg. Sc. Ing. Javier Francisco Taipe Carbajal y Mg. Ing. Saul W. Retamozo Fernández, por las sugerencias y que me brindaron.

Finalmente, agradezco a todas las personas que, de una manera u otra, contribuyeron a la realización de esta tesis. Su ayuda, aunque no siempre visible, ha sido esencial para el logro de este objetivo.

Índice general

Contenido

Portada i
Dedicatoria ii
Agradecimientos iii
Índice general iv
Lista de figuras viii
Lista de tablas xiii
Lista de siglas xv
Resumen xvi
Abstract xvii
Introducción xviii
1 Generalidades 1
1.1 Descripción del problema 1
1.1.1 Terremotos en el mundo 2
1.1.2 Daños ocasionados 2
1.1.3 Sismicidad en América 4
1.1.4 Sismicidad en Perú 5
1.1.5 Sismicidad regional 8
1.2 Delimitación del problema 10
1.2.1 Patrimonio y reseña histórica del obelisco de pampa de Ayacucho 10
1.2.2 Descripción 10
1.2.3 Patologías en el concreto antiguo y el acero de refuerzo 14
1.2.4 Progreso del manual de diseño sismorresistente en el Perú 15
1.2.5 Espacial 19
1.2.6 Temporal 19
1.2.7 Temática y unidad de análisis 20
1.3 Formulación del problema 20
1.3.1 Problema general 20
1.3.2 Problemas específicos 20
1.4 Justificación e importancia 20
1.4.1 Justificación 20
1.4.2 Importancia 21
1.5 Limitaciones de la investigación 21

1.6 Objetivos 21
1.6.1 Objetivo general 22
1.6.2 Objetivo específico 22
2 Estado del arte 23
2.1 Antecedentes 23
2.1.1 Estudios e investigaciones internacionales 23
2.1.2 Estudios e investigaciones nacionales 26
2.2 Bases teóricas 28
2.2.1 Procedimiento de análisis estructural 28
2.2.2 Análisis estático no lineal (PUSHOVER) 29
2.2.3 No linealidad de los materiales 29
2.2.4 Cargas gravitacionales 37
2.2.5 Desempeño sísmico 37
2.2.6 Curva de capacidad 39
2.2.7 Nivel de desempeño 39
2.2.8 Punto de desempeño sísmico 45
2.2.9 Peligro sísmico 46
2.2.10 Riesgo sísmico 70
2.2.11 Procedimiento de la investigación 71
2.2.12 Curvas de fragilidad 71
2.2.13 Funciones de vulnerabilidad para sismos 73
2.2.14 Curvas de capacidad y curvas en formato Sa-Sd 74
2.2.15 Definición de niveles de daño 75
2.2.16 Estimación de la demanda inelástica 76
2.3 Marco conceptual 78
2.3.1 Marco conceptual 78
3 Metodología y desarrollo de tesis 80
3.1 Enfoque 80
3.2 Alcance (exploratorio, descriptivo, correlacional, explicativo) 80
3.3 Diseño de investigación (tipos: experimental y/o no experimental) 80
3.4 Población y muestra 80
3.5 Hipótesis 80
3.5.1 Hipótesis general 80
3.5.2 Hipótesis específica 80

3.6 Operacionalización de variables, definición conceptual y operacional 81
3.6.1 Variables 81
3.6.2 Indicadores 81
3.7 Técnicas e instrumentos 81
3.7.1 Técnicas 82
3.7.2 Instrumentos 82
3.8 Técnicas estadísticas para el procesamiento de la información 82
3.9 Desarrollo de la tesis 83
3.9.1 Evaluación probabilística del peligro sísmico de la zona 83
3.9.2 Análisis de la vulnerabilidad de la estructura 93
3.9.3 Análisis de exposición 105
4 Análisis de resultados 106
4.1 Evaluación del peligro sísmico 106
4.1.1 Peligro sísmico según Software R-Crisis 2007 106
4.1.2 Determinación del peligro sísmico según E.030 diseño sismorresistente 108
4.1.3 Gráfico comparativo de resultados 110
4.2 Vulnerabilidad sísmica 111
4.2.1 Análisis estático no lineal (Pushover) 111
4.2.2 Espectro de capacidad 112
4.2.3 Curva espectro de capacidad 113
4.3 Reforzamiento estructural 118
4.3.1 Los resultados 118
4.4 Evaluación de puntos de desempeño 120
4.4.1 Resultados 120
4.4.2 Curva de capacidad y sectorización para desplazamiento elásticos 122
4.4.3 Curva de capacidad y sectorización para desplazamiento inelásticos 123
4.4.4 Evaluación según Visión 2000 124
4.5 Curva de fragilidad 124
4.6 Contrastación de hipótesis 125
4.6.1 Metodología 125
4.6.2 De la hipótesis 126
4.7 Análisis e interpretación 127
4.7.1 Peligro sísmico 127
4.7.2 Análisis no lineal Pushover 128

5 Conclusiones 129
5.1 Conclusiones 129
5.2 Recomendaciones 131
5.3 Trabajos futuros 131
Referencias bibliográficas 132
Anexos 138

Lista de figuras

Fig. 1 Placas tectónicas pertenecientes al Anillo de Fuego [1]. 1
Fig. 2 Países con mayor número de terremotos registrados desde 1990 al 2024. 2
Fig. 3 Antes y después del terremoto de Nepal – Asia. 3
Fig. 4 Edificios de concreto armado devastados por el terremoto en Turquía. 3
Fig. 5 Edificio colapsado a causa del terremoto en Taiwán. 3
Fig. 6 Edificios y casonas devastados en China. 4
Fig. 7 Países de América con mayor actividad sísmica en 2023. 4
Fig. 8 Estado situacional del templo post Terremoto. 5
Fig. 9 Reporte acelerométrico elaborado para sismos con magnitud mayor o igual a 4.5 5
Fig. 10 Después del terremoto en Ica - Perú 2007. 6
Fig. 11 Daño ocasionado por el terremoto de Pisco, Perú 2007. 6
Fig. 12 Tanque elevado con fuste deteriorado (Callao – Lima). 7
Fig. 13 Distribución temporal de la generación de sismos en la región de Ayacucho. 8
Fig. 14 Basílica Catedral de Ayacucho. 9
Fig. 15 Vista aérea a media altura del obelisco. 11
Fig. 16 Vista aérea del obelisco de pampa de Ayacucho. 12
Fig. 17 Vista aérea del obelisco con el estado situacional. 12
Fig. 18 Vista del estado situacional del interior del obelisco en diferentes niveles. 12
Fig. 19 Detalle en planta del obelisco de Pampa de Ayacucho. 13
Fig. 20 Lesiones identificadas en cada nivel del obelisco. 14
Fig. 21 Proceso de carbonatación en el concreto y el acero de refuerzo. 15
Fig. 22 Cronología del reglamento del diseño sismorresistente en el Perú. 19
Fig. 23 Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del Baptisterio de San Giovanni. a) Proceso de enmallado, b) Modos de vibración y c) Resultados del análisis. 24
Fig. 24. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica en iglesias históricas de mampostería. a) Análisis tridimensional, b) Espectro de aceleraciones y c) Resultados del análisis. 24
Fig. 25 Evaluación sísmica de una torre de mampostería histórica (Cremona Italia). a) Modelo matemático de la edificación y b) Resultados de la curva de histéresis. 25
Fig. 26 Iglesia San Pedro apóstol de Andahuaylillas, Cusco. a) Templo de Andahuaylillas, b) Modelo tridimensional y c) Resultados. 27
Fig. 27 Curva de esfuerzo – deformación de Hognestad 1951 para concreto no confinado. 30
Fig. 28 Comparación de curvas esfuerzo-deformación de un concreto simple y uno confinado según Kent y Park de 1971 32

Fig. 29 Comparación de los modelos esfuerzo-deformación para un concreto simple, (Kent y Park, 1971) y uno confinado de Park et al. 1982. 33
Fig. 30 Comparación de los modelos esfuerzo-deformación para un concreto simple y uno confinado según Mander et al.1988. 34
Fig. 31 Curva completa esfuerzo-deformación del acero sometido a tensión según Mander et al. 1988 36
Fig. 32 Distribución de patrón de cargas laterales; CSI Structure SAP 2000 37
Fig. 33 Distribución de cargas laterales y la idealización del análisis Pushover según Arango, Paz y Duque, 2009. 38
Fig. 34 Procedimiento para determinar la curva de capacidad. 39
Fig. 35 Niveles de desempeño sísmico esperado según el comité de Visión 2000 del SEAOC 1995. 40
Fig. 36 Sectorización de la curva de capacidad según SEAOC 1999. 40
Fig. 37 Nivel de desempeño según ATC-40. 42
Fig. 38 Nivel de daño esperado según FEMA 273/356 y ASCE 41 17. 42
Fig. 39 Representación del método del espectro de capacidad. 45
Fig. 40 Ground motion prediction equations – GMPE. 47
Fig. 41 GMPE del sismo de México, 19 de setiembre de 1985. diapositiva, Antonio Zevallos Cabrera, programa maestría PUCP, 2020. 47
Fig. 42 Curva de estimación probabilística de la aceleración espectral. Diapositiva, Antonio Zevallos Cabrera, programa maestría PUCP, 2020. 48
Fig. 43 Esquema de evaluación de peligro sísmico probabilístico. Miguel A. Roncal, 2017.. 50
Fig. 44 Fuente sismogénica que genera aceleraciones variadas en el lugar en estudio del manual de IGP de 2014. 51
Fig. 45 Sismicidad de foco superficial: distribución y geometría de las fuentes de subducción y corticales. 52
Fig. 46 Sismicidad de foco intermedio: distribución y geometría de las fuentes intraplaca según IGP 2014. 53
Fig. 47 Gráfico de la fuente 17. 60
Fig. 48 Distribución temporal de la generación de sismos en la fuente 17. 61
Fig. 49 Curva de Gutemberg & Ritcher. 62
Fig. 50 Área de la fuente para el ejercicio de calibración. 64
Fig. 51 Fuente generadora de 5x10 km. 65
Fig. 52 Sitios de cálculo de peligro. Elaboración en R-Crisis v.20.3.0 66
Fig. 53 Geometría de las fuentes sísmicas. Elaboración en R-Crisis v.20.3.0 66
Fig. 54 Asignación de la sismicidad a la fuente de los parámetros de la pregunta. 67

Fig. 55 Asignación de la ley de atenuación de Youngs 1997 a la fuente generadora. 67
Fig. 56 Intensidades para cada ordenada espectral (12 periodos espectrales (s) de 0.0, 0.075, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0 y 3.0)..... 68
Fig. 57 Archivo .fue de la intensidad y periodo de retorno..... 68
Fig. 58 Esquema organizativo de la metodología de intervención en patrimonios históricos; Martin, et. al 2018. 71
Fig. 59 Diagrama de flujo general del desarrollo de la curva de fragilidad según Mohamed, F.; et. al, 2017 72
Fig. 60 Curvas de fragilidad en función de Sd. Indicado en Herrera, 2017. 72
Fig. 61 Ejemplo de Curvas de fragilidad en función de PGA según Velasquez, 2006. 73
Fig. 62 Función de vulnerabilidad para pórticos de concreto y para diferentes intensidades, Ern Capra. 74
Fig. 63 Curva de capacidad, Ern-Capra. 75
Fig. 64 Curva de capacidad y curva en formato Sa-Sd, Ern-Capra. 75
Fig. 65 Grupo de curvas con diferentes curvaturas, Ern-Capra. 76
Fig. 66 Función de vulnerabilidad para diferentes variables, manual de Ern-Capra. 77
Fig. 67 Modelo de curva de fragilidad según programa FRACAS. 77
Fig. 68 Sismología activa en Perú. 83
Fig. 69 Shape de la ubicación política del distrito de Quinua. 85
Fig. 70 Parámetro geográfico del distrito de Quinua. 85
Fig. 71 Coordenadas geográficas de las fuentes corticales – fuente 17. 87
Fig. 72 Coordenadas geográficas de las fuentes de subducción – Intraplaca, fuente 22. 87
Fig. 73 Modelo de Gutenberg-Ritcher modificado. 88
Fig. 74 Asignación del parámetro sismológico a la fuente 17 y 22. 89
Fig. 75 Leyes de atenuación de Sadigd y Young. 90
Fig. 76 Consideración de 12 periodos de intensidades. 90
Fig. 77 Matriz de consideración para sismos con diferentes periodos de retorno. 91
Fig. 78 Visualización de los resultados calculados con el software R-Crisis 20.3.0 91
Fig. 79 Modelo de espectro según E.030 92
Fig. 80 Comparación de los modelos no lineales de Mander y Hognestad para concreto no confinado. 93
Fig. 81 Modelo de elementos finitos (3D). 94
Fig. 82 Metrado de cargas del concreto y mármol. 95
Fig. 83 Distribución de cargas del obelisco. 96
Fig. 84 Cargas estáticas no lineales para el Pushover análisis. 97

Fig. 85 Caso de carga no lineal estatico. 98
Fig. 86 Asignación de carga no lineal y el punto de control. 99
Fig. 87 Vista del mapa cromático de la distribución de las intensidades para diferentes periodos de retorno R-Crisis 2007 20.3.0. 106
Fig. 88 Ordenada espectral para diferentes periodos de retorno. 107
Fig. 89 Aceleración espectral según E.030 109
Fig. 90 Aceleración espectral para Sismo Frecuente. 110
Fig. 91 Aceleración espectral para Sismo Ocasional. 110
Fig. 92 Aceleración espectral para Sismo Raro. 110
Fig. 93 Aceleración espectral para Sismo Muy Raro. 111
Fig. 94 Curva Pushover del obelisco sin reforzamiento. 111
Fig. 95 Curva de capacidad y curva de capacidad bilineal. 112
Fig. 96 Espectro de capacidad para sismo no reducido (elástico). 112
Fig. 97 Espectro de capacidad para sismo no reducido (elástico). 113
Fig. 98 Espectro capacidad para Sismo OCASIONAL según el RNE E.060 y elaborado en R-Crisis 20.3.0 y SAP 2000 25.1.0. 114
Fig. 99 Espectro capacidad para Sismo RARO según el RNE E.060, elaborado en R-Crisis 20.3.0 y SAP 2000 25.1.0. 115
Fig. 100 Análisis no lineal Pushover para un rango elástico y sismo ocasional, elaborado en R-Crisis 20.3.0 y SAP 2000 25.1.0 116
Fig. 101 Análisis no lineal Pushover para un rango elástico y sismo RARO, elaborado en R-Crisis 20.3.0 y SAP 2000 25.1.0 117
Fig. 102 Desplazamiento máximo en el nudo 73 del obelisco, SAP2000 25.1.0 117
Fig. 103 Concentración de esfuerzos en las conexiones entre muros y losas, SAP2000 25.1.0 118
Fig. 104 Resultado de la distribución de esfuerzos en todas las secciones, SAP2000 25.1.0. 118
Fig. 105 Curva de capacidad y el espectro - capacidad del obelisco con reforzamiento estructural, SAP2000 25.1.0 118
Fig. 106 Comparativo de desplazamiento y cortante entre reforzado y no reforzado del obelisco. 119
Fig. 107 Plano de reforzamiento en la columna. 120
Fig. 108 Sectorización de capacidad y el nivel de daño para un espectro elástico E.030. 122
Fig. 109 Sectorización de capacidad y el nivel de daño para un espectro elástico R-CRISIS. 122
Fig. 110 Sectorización de capacidad y el nivel de daño para un espectro inelástico E.030... 123

Fig. 111 Sectorización de capacidad y el nivel de daño para un espectro inelástico R-CRISIS. 123

Fig. 112 Curva de fragilidad para los cuatro niveles de amenaza..... 125

Lista de tablas

Tabla 1. Construcciones esenciales en el Perú. 7
Tabla 2. Registro de sísmico en la región Ayacucho desde 1960 con magnitud de 5 a 7..... 8
Tabla 3. Evento sísmico registrado en jurisdicción del departamento de Ayacucho. 9
Tabla 4. Niveles de amenaza sísmica. 17
Tabla 5. Niveles de demanda sísmica. 17
Tabla 6. Niveles de desempeño. 18
Tabla 7. Aceleración asociada para el nivel de amenaza sísmica. 18
Tabla 8. Peso específico unitario de los materiales. 37
Tabla 9. Estados del daño y nivel de desempeño. 40
Tabla 10. Niveles de desempeño de la edificación. 41
Tabla 11. Niveles de desempeño estructural. 42
Tabla 12. Niveles de desempeño no estructurales. 43
Tabla 13. Objetivo de desempeño básico para edificios existentes (BPOE). 44
Tabla 14. Definiciones de nivel de sismicidad. 45
Tabla 15. Probabilidad de excedencia y periodo de retorno medio. 49
Tabla 16. Coordenadas geográficas de las fuentes de subducción (Interface). 54
Tabla 17. Continuación. Coordenadas geográficas de las fuentes de Subducción – Intraplaca. 55
Tabla 18. Fuentes sismogénicas de interface, corticales y de intraplaca. 56
Tabla 19. Parámetros sismológicos de las fuentes sismogénicas definidas en el presente estudio. 56
Tabla 20. Ley de atenuación de Youngs. 58
Tabla 21. Ley de atenuación de Sadigh. 59
Tabla 22. Coordenadas de la Fuente 17. 60
Tabla 23. Información parcial de los registros sísmicos de la plataforma IGP. 61
Tabla 24. Resumen del análisis para el coeficiente de Gutemberg & Ritcher. 62
Tabla 25. Punto aleatorio para el cálculo del peligro según la fuente generadora. 65
Tabla 26. Coordenadas de la fuente. 65
Tabla 27. Interpolación lineal para una intensidad de 150 gal. 69
Tabla 28. Técnicas e instrumentos. 82
Tabla 29. Información de acelerómetros ubicados en Ayacucho. 84
Tabla 30. Magnitudes consideradas para el análisis probabilístico a la fuente más cercano distante de 80 km. 84

Tabla 31. Fuentes sísmicas más cercanas al punto de estudio (distrito de Quinua)..... 86
Tabla 32. Valores constantes para el parámetro de ruptura. 86
Tabla 33. Parámetros sismológicos de las fuentes sismogénicas definidas en el presente estudio. 88
Tabla 34. Parámetros considerados según la zonificación, categoría y sistemas estructurales. 92
Tabla 35. Modelos de la no linealidad de los materiales y datos. 93
Tabla 36. Metrado de peso total de la edificación..... 98
Tabla 37. Porcentaje de participación modal y el periodo fundamental del obelisco..... 98
Tabla 38. Parámetro sísmico en la dirección X-X del obelisco. 99
Tabla 39. Ubicación del obelisco de pampa de Ayacucho..... 106
Tabla 40. Valores de intensidades asociados a diferentes periodos de retorno (cm/s2). 106
Tabla 41. Valores de intensidades asociados a diferentes periodos de retorno (PGA)..... 107
Tabla 42. Parámetros sísmicos según E.030. 108
Tabla 43. Espectro de aceleraciones según la norma técnica de edificaciones E.030 108
Tabla 44. Comparativo de desplazamiento y cortante entre reforzado y no reforzado del obelisco..... 119
Tabla 45. Desplazamientos en el último nivel para distintos periodos de retorno. 121
Tabla 46. Cortante en la base para distintos periodos de retorno..... 121
Tabla 47. Niveles de daño deriva máxima según visión 2000. 124
Tabla 48. Medición de deformación para distintos controles de desplazamiento..... 126

Lista de siglas

AENL : Análisis Estático No Lineal.

ASCE : Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers).

FEMA : Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (Federal Emergency Management Agency).

IGP : Instituto Geofísico del Perú.

NOAA : Según la Administración Nacional Oceánica y Atmosférica (NOAA, por sus siglas en inglés) de Estados Unidos.

PSHA : Evaluación Probabilística de la Amenaza Sísmica (PSHA, Probabilistic Seismic Hazard Analysis).

RNE : Reglamento Nacional de Edificaciones.

SEAOC : Asociación de Ingenieros Estructurales de California (Structural Engineers Association of California).

Resumen

El Perú cuenta con innumerables construcciones de diferentes materiales, entre ellos el concreto; en la actualidad representan un legado histórico y fuente de ingreso económico para la sociedad; indudablemente, se debe de realizar la conservación estructural de los patrimonios y garantizar permanencia en un evento sísmico y la amenazas. El santuario de pampa de Ayacucho, representa la lucha y el sacrificio de la búsqueda de libertad frente al dominio español en América, conflicto que se extendió por casi medio siglo; en homenaje a los mártires de la independencia, en 1974 se inaugura el obelisco que perdura hasta la actualidad con más de 50 años. El obelisco es una construcción de concreto, la geometria consiste en una pirámide de 44 metros de altura, base cuadrada de 15x19 metros y cubierto con material mármol, presenta tres niveles accesibles pero cada uno de ellos van reduciéndose en planta concentrándose hacia la parte central de tipo ducto y extendiéndose hasta el final por muros inclinados. La investigación consiste en evaluar la vulnerabilidad sísmica con informaciones del obelisco, complementación con información recopilada in-situ por el investigador; se determina el modelo del obelisco, la no linealidad del material y un análisis Pushover con el Software Sap2000 25.1.0. Los resultados evaluados con la norma ASCE 41-17 y anteriores, para diferentes niveles de amenaza según el software R-Crisis v.20.3.0 y E.030, determinan un 5.05 % de daño leve en su estructura, 15.07 % para un daño moderado, 56.46 % de daño severo y 67.50 % de daño completo.

Palabras claves: Vulnerabilidad sísmica, análisis Pushover, peligro sísmico, curva de fragilidad.

Abstract

Peru has countless buildings made of different materials, including concrete; Currently they represent a historical legacy and source of economic income for society; Undoubtedly, structural conservation of heritage must be carried out and permanence guaranteed in a seismic event and threats. The pampa sanctuary of Ayacucho represents the struggle and sacrifice of the search for freedom against Spanish rule in America, a conflict that lasted almost half a century; In homage to the martyrs of independence, in 1974 the obelisk was inaugurated, which remains to this day for more than 50 years. The obelisk is a concrete construction, the geometry consists of a 44-meter-high pyramid, a 15x19-meter square base and covered with marble material, it has three accessible levels but each of them reduces in plan, concentrating towards the central part of duct type and extending to the end through inclined walls. The research consists of evaluating the seismic vulnerability with information from the obelisk, complemented with information collected on-site by the researcher; The obelisk model, the nonlinearity of the material and a Pushover analysis are determined with Sap2000 25.1.0 Software. The results evaluated with the ASCE 41-17 standard and earlier, for different threat levels according to the R-Crisis v.20.3.0 and E.030 software, determine 5.05% of slight damage to its structure, 15.07% for moderate damage, 56.46% for severe damage and 67.50% severe damage.

Keywords: Seismic vulnerability, Pushover analysis, seismic hazard, fragility curve.

Introducción

La vulnerabilidad sísmica en las edificaciones con una antigüedad es crítica debido a que fueron construidos con una normativa que va en desarrollo en la investigación del ámbito de la ingeniería civil y la gestión de riesgos, especialmente en zonas propensas a la actividad sísmica, es evaluar y mitigar la vulnerabilidad para garantizar la seguridad y la resiliencia de las estructuras ante eventos sísmicos. Para estudiar el tema, se han desarrollado diversas normativas y metodologías que proporcionan guías detalladas para la evaluación y el refuerzo sísmico de edificaciones; entre estas, las normativas estándares ATC-40, FEMA 440 y ASCE 41-17 son ampliamente reconocidos y utilizados.

La carencia de un reglamento o la normativa para el procedimiento del análisis y evaluación de las estructuras en el Perú, se opta por tomar los procedimientos de las normas americanas. ATC-40, publicado por la Applied Technology Council, y ASCE 41-17, desarrollado por la American Society of Civil Engineers, ofrecen enfoques complementarios y detallados para la evaluación del desempeño sísmico de estructuras existentes, estas normativas establecen criterios para realizar un análisis Pushover, que permiten comprender mejor cómo las edificaciones responden a las cargas sísmicas no lineales. El análisis Pushover es una técnica de simulación que incrementa progresivamente las fuerzas sísmicas aplicadas a una estructura para identificar sus puntos débiles y predecir su comportamiento hasta el colapso.

El objetivo de esta investigación es evaluar la vulnerabilidad sísmica del obelisco utilizando las metodologías y criterios establecidos según el ATC-40, FEMA 440, ASCE 41-17 y a través de un análisis Pushover detallado, se buscará identificar las capacidades y limitaciones de la estructura bajo diferentes escenarios sísmicos. Este enfoque permitirá no solo determinar el nivel de seguridad actual del obelisco, sino también desarrollar estrategias de refuerzo y mejora que puedan implementarse para reducir la vulnerabilidad.

Para lograr este objetivo, el desarrollo de la investigación se divide por capítulos,

1. Generalidades (planteamiento del problema):

Consiste en la recopilación de las informaciones relacionados a la sismicidad en el mundo, las amenazas que presentan y las destrucciones ocasionados de manera mundial, América y el Perú; un estudio detallado sobre el antecedente sísmico en la región y la cercanía a la zona del estudio; la delimitación del problema de la investigación, el estado situacional del obelisco de pampa de Ayacucho y las patologías identificadas bajo informaciones recopiladas en las documentaciones de su construcción y de su restauración con lineamiento de IOARR, un análisis a la normativa peruana sobre comentarios y su aplicación para la evaluación de las estructuras existentes y las relaciones con las normativas americanas.

2. Estado del arte

Búsqueda de los estudios e investigaciones relacionados a la materia, aplicaciones en edificaciones y/o estructuras existentes que fueron investigados con las metodologías descritas en las normativas vigentes y su intervención en la restauración. Desarrollo de las bases teóricas relacionados a la investigación y la secuencia del análisis Pushover, un análisis del comportamiento no linealidad de los materiales, cargas y los estados de daño según las normativas americanas (SEAOC y el ATC 40), conocimiento de la interpretación de los resultados bajo los gráficos de la demanda capacidad y el desempeño sísmico, un desarrollo e interpretación de las curvas de fragilidad para el nivel de daño ocasionado.

Estudio del peligro sísmico en zona de la ubicación del obelisco por el método probabilístico y la determinación del espectro de peligro uniforme con el software R-Crisis v.20.3.0 y según el E.030 del reglamento nacional de edificaciones; el desarrollo consiste según el esquema de la evaluación del peligro sísmico probabilístico (fuentes sismogénicas, recurrencia sísmica, ley de atenuación y el peligro sísmico probabilístico), el manual del Instituto Geofísico del Perú, las fuentes más cercanas al departamento de Ayacucho se encuentra la fuente 17 y 22, asimismo, las leyes de atenuación de Sadigh y Young.

3. Metodología

La determinación del marco metodológico del desarrollo de la tesis, el enforque, alcance, diseño, población y muestra como parámetros iniciales de la investigación, el planteamiento de las hipótesis y la operacionalización de las variables e indicadores, un conocimiento extenso de las técnicas e instrumentos que serán la base de la investigación.

El desarrollo de la tesis mediante las metodologias planteadas como: la determinación del espectro de peligro uniforme, el análisis estático no lineal Pushover, evaluación de los resultados bajo las normativas de ATC 40, FEMA 440, ASCE 41-17 y otras relacionados a las normativas mencionados.

4. Resultados

Los resultados del análisis proporcionan una visión clara de los puntos criticos de la estructura y de su capacidad para soportar diferentes niveles de carga sismica. La complementación de la investigación consiste en la evaluación de la capacidad de la estructura para espectros de peligro uniforme elaborado con el software R-Crisis 20.3.0; finalmente el objetivo de determinar la vulnerabilidad sismica se contrasta con los valores y gráficos de visualización de la curva de capacidad, espectros de capacidad, los niveles de daño y la probabilidad de daño para diferentes niveles de amenaza.

El obelisco para un análisis estático no lineal Pushover responde en el rango elástico a una resistencia en la base de 187.6643 tonf y un desplazamiento de 11.23 cm en la parte más alta del obelisco, finalmente inicia a perder la resistencia con un ligero caída en la curva de

capacidad, llegando a resistir un cortante en la base 186.9551 tonf y un desplazamiento de 17.11 cm en la parte más alta del obelisco, también, la curva muestra una ductilidad reducida y mayor resistencia e los elementos del obelisco.

Los resultados verificados para la estructura real, se plantea un reforzamiento estructural para el incremento de la resistencia a la cortante en la base y la reducción del desplazamiento y la deriva del obelisco, el reforzamiento consiste en incorporar 4 columnas de sección 45x45 cm adheridos en las esquinas del ducto principal y hasta una altura de 14 metros según los planos indicados en los anexos de este documento, finalmente, los nuevos resultados arrojan un incremento en la cortante en la base a 238.4004 tonf (+28 %) y un desplazamiento de 15.66 cm (-13 %); según la curva de capacidad y los puntos de demanda sísmica para un espectro de respuesta según R-Crisis 20.3.0, E.030 y desplazamiento inelástico, para el sismo de periodo de retorno de 72 y 225 años se encuentra en un rango donde no presenta ningún daño (antes del nivel operacional); para un sismo raro con periodo de retorno de 475 años, el obelisco se encuentra entre el nivel de daño operacional y daño controlado lo que implica que el obelisco presentará daños leves en su estructura pero será reparable; para un sismo muy raro con periodo de retorno 975 años, el obelisco se encuentra entre el daño controlado y seguridad de vida; mientas para un espectro inelástico según E.030 del RNE, el obelisco alcanza un nivel de daño controlado para un sismo de 975 años de retorno.

Los resultados de la vulnerabilidad sísmica se verifican para un espectro de respuesta elástico según R-Crisis 20.3.0 y E.030, el obelisco alcanza un nivel de colapso para un sismo de muy raro y un nivel catastrófico.

Para la curva de fragilidad, el obelisco para un sismo frecuente con periodo de retorno de 72 años presenta un 5.05 % de daño en su estructura; para sismos ocasionales con periodo de retorno de 225 años acurre con un daño de 15.07 % pero la estructura es estable; para un sismo con periodo de retorno de 475 años, la estructura presenta daño severo en un 56.46 % pero mantiene estable y con una necesidad de ser evaluado y reforzado en su estructura; y para un sismo con periodo 975 años, el obelisco presenta daño completo al 67.50 % manteniendo en pie pero con clausura del ingreso del personal y/o turistas visitantes al saltuario.

El estudio contribuirá significativamente al conocimiento y la práctica de la evaluación sísmica, ofreciendo una aplicación práctica y detallada de los estándares ATC-40, FEMA 440 y ASCE 41-17. Además, proporcionará una metodología replicable que puede ser utilizada para evaluar y mejorar la seguridad sísmica de otras edificaciones en diversas regiones.

Capítulo I

1 Generalidades

1.1 Descripción del problema

La ingeniería sismorresistente continua con un desarrollo importante en los procedimientos de análisis sísmico en las últimas décadas, el factor principal que sustenta es el desarrollo de las herramientas computacionales que permite realizar los cálculos más complejos, asimismo, a lo largo del desarrollo se han presentado sismos de gran magnitud y que obligaron a cuestionar los métodos empleados en su momento, ocasionando la necesidad de investigar sobre el comportamiento completo de la estructura para diferentes niveles de amenaza sísmica.

Las evaluaciones de la vulnerabilidad sísmica surgen en vista que, en los últimos años las infraestructuras fueron afectados en su mayoría por los movimientos telúricos a nivel nacional y en gran parte en la costa peruana; la interpretación de este fenómeno se da a razón de que el Perú se encuentra en una zona de alta sismicidad (anillo de fuego), zona que experimenta el fenómeno de subducción de las placas Nasca y Sudamericana; las placas tectónicas que generan el fenómeno de subducción representan un lugar de mayor actividad sísmica y volcánica en los países de contorno *[1]*. Placas tectónicas pertenecientes al Anillo de Fuego.

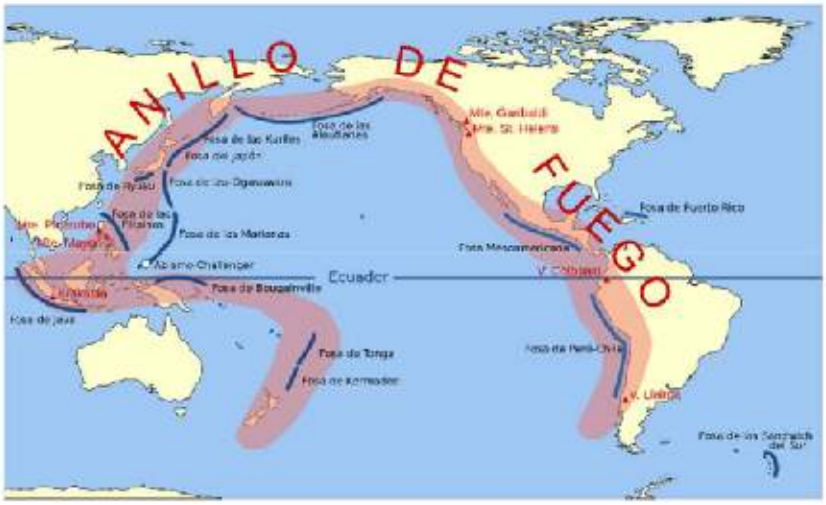


Fig. 1 Placas tectónicas pertenecientes al Anillo de Fuego [1].

1.1.1 Terremotos en el mundo

Una serie de eventos de terremotos suscitaron en el mundo desde 1990 al 2024 con magnitudes de 7.5 o superiores, afectando una serie pérdidas de vidas humanas, económico, social y cultural.

Los principales países afectados fueron China con 186 terremotos, Japón tectónicamente un país inestable del mundo desde 1990 ha sufrido 98 terremotos 31 de ellos de magnitud 7.0 o superior según NOAA situándose por detrás de Irán; sin embargo, el ranking es liderado por los países asiáticos que pertenecen al Centurión del Fuego del Pacifico *[2]*.

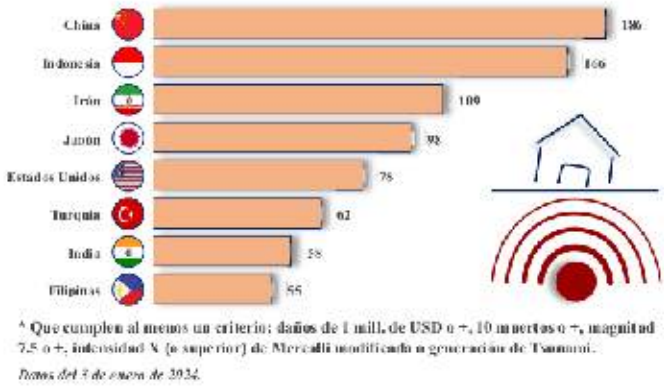


Fig. 2 Países con mayor número de terremotos registrados desde 1990 al 2024.

1.1.2 Daños ocasionados

1.1.2.1 Terremoto en Nepal - China

El terremoto que azotó Nepal ha robado al valle de Katmandú no sólo miles de vidas, sino también parte de su herencia cultural, al dañar la práctica totalidad de los lugares declarados patrimonio de la humanidad por la UNESCO. Los templos y monumentos históricos derrumbados o en ruinas en la emblemática plaza Bashantapur Durbar de la capital reflejan las consecuencias del sismo en el abundante patrimonio histórico nepalí, "Esta plaza era un lugar increíble, uno de los lugares patrimonio de la UNESCO, pero con la devastación se acaba de convertir en un desierto y probablemente ya no va a atraer al turismo". A esta se suma una gran pérdida económica y social para el país *[3]*.

Fig. 3 Antes y después del terremoto de Nepal – Asia.

1.1.2.2 Terremoto en Turquía

El 6 de febrero de 2023, dos terremotos de magnitud de 7.7 y 7.6 sacudieron en Turquía y Siria dejando como saldo del colapso de edificios de concreto armado, pérdida de vidas humanas y corte de servicios *[4]*.

Fig. 4 Edificios de concreto armado devastados por el terremoto en Turquía.

1.1.2.3 Terremoto en Taiwán

En setiembre de 2018, un terremoto de magnitud de 6.8 sacudió a Taiwán, la principal afectación fue a las edificaciones de concreto armado, pérdida de vidas humanas, económicas y culturales *[5]*.

Fig. 5 Edificio colapsado a causa del terremoto en Taiwán.

1.1.2.4 Terremoto en China

Una vista general muestra un edificio derrumbado después de un terremoto de magnitud de 6.2 en Dahejia, condado de Jishishan, en la provincia de Gansu, en el noroeste de China, el 19 de diciembre de 2023; el terremoto presenta una serie de daños en las edificaciones (techos caídos y escombros en las calles), corte en servicios, pérdida de vidas, económico y cultural *[6]*.

Fig. 6 Edificios y casonas devastados en China.

1.1.3 Sismicidad en América

Durante el periodo de enero - agosto de 2023, los países latinos que han experimentado más sismos de moderada y fuerte intensidad, de acuerdo con cifras del portal de actividad sísmica Earthquakelist, se han registrado cerca de 563 terremotos con intensidad superior a 4 grados en la escala de Richter *[7]*.

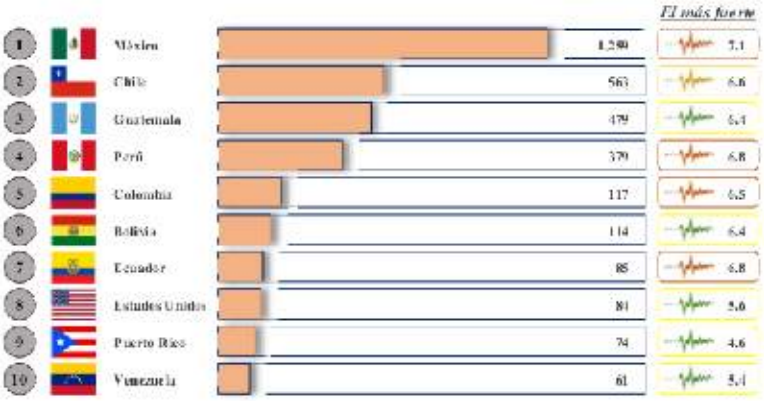


Fig. 7 Países de América con mayor actividad sísmica en 2023.

1.1.3.1 San Guillermo de Morelos - México, septiembre 2017

El Convento de San Guillermo es una de las máximas atracciones turísticas de la ciudad, que ahora deberá reconstruirse por completo. Su campanario, lleno de esplendor 500 años atrás, quedó destruido luego del impactante terremoto de 7.1 grados en la escala de Richter que sacudió México, a esto incluye una devastación en una gran parte de templos de la ciudad *[8]*.

Fig. 8 Estado situacional del templo post Terremoto.

1.1.4 Sismicidad en Perú

La sismicidad en el Perú, bajo indicadores presentados por la IGP Perú, se registraron sismos con magnitud mayor o igual a 4.5, los eventos fueron registrados a nivel nacional (costa, sierra y selva) *[9]* (*fig. 9*).

Fig. 9 Reporte acelerométrico elaborado para sismos con magnitud mayor o igual a 4.5

Edificaciones de C°A° y de otros

1.1.4.1 Iglesia del señor de Luren - Ica, agosto 2007

Hace algunos años, allá por el 2007, el Perú fue víctima de un terrible terremoto. Con ello tuvo una devastación en templos que datan desde la época colonial y que tuvo una mayor

concurrencia en visitas turísticas. La reconstrucción de dicho recinto religioso permitirá recuperar el más importante templo católico de la ciudad, para este proyecto se realizó una reconstrucción virtual 3D del Templo de Luren, usando tecnologia escáner laser integrada con fotogrametría drone, a fin de lograr una mejor precisión en la reconstrucción del templo. Cosapi dijo que la tecnologia usada fue similar a la que se empleará en la reconstrucción de la Catedral de Notre Dame *[10]*.

Fig. 10 Después del terremoto en Ica - Perú 2007.

1.1.4.2 Catedral de Ica – Ica y la ciudad, agosto 2007

Desde del terremoto del 15 de agosto del 2007 no se han vuelto a oficiar ninguna misa en la catedral de Ica por los severos daños que el movimiento sísmico causó en su infraestructura, Además, antes del terremoto ya era necesario realizar la restauración integral del templo, asimismo, la ciudad fue devastada en la mayoría con daños en las viviendas y edificios.

Fig. 11 Daño ocasionado por el terremoto de Pisco, Perú 2007.

1.1.4.3 Tanque elevado de C°A° en Callao

El Perú cuenta con la construcción de infraestructuras desde el siglo anterior, en ocasiones, algunas estructuras no presentan la intervención por la entidad correspondiente, en

efecto, van cumpliendo el periodo de vida útil, sin embargo, esta deficiencia podría reducirse con la evaluación y reforzamiento oportuno para un incremento de capacidad y extender el periodo de vida útil *[11]*.

Fig. 12 Tanque elevado con fuste deteriorado (Callao – Lima).

Con el avance de la tecnología en el área de construcción, actualmente el Perú cuenta con infraestructuras importantes que se debe monitorear el estado situacional y frente a la necesidad de un reforzamiento, se debe poner en énfasis y así reducir los daños que podría ocasionar por un posible terremoto en la costa peruana según el "Instituto Geofísico del Perú - IGP".

Tabla 1. Construcciones esenciales en el Perú.

Infraestructuras que cuenta el Perú	Inauguración	Rehabilitación
Estadio Nacional	1,952	2,011
Estadio Monumental de Lima	2,000	2,020
Puentes de concreto armado		
Tanques elevados de tipo fuste		
Viaducto del tren Eléctrico		
Estructura de represas		
Construcciones subterráneas		
Puertos y Aeropuertos		
Infraestructura educativa, hospitalaria y atención de primera necesidad		

Nota: Elaboración propia desde información de las estructuras existentes en Perú.

Según el jefe del IGP, Hernando Tavera, Lima se pronostica un movimiento telúrico de magnitud 8.8 por el silencio sísmico desde el terremoto de 1746, cuando cerca del 10 % de la población perdió la vida. En el caso de Ica y Arequipa, la magnitud del sismo estaría cercana a 8.

Agregó que los sismos son cíclicos en el tiempo y es de esperarse que las zonas afectadas por terremotos en el pasado se vean nuevamente perjudicadas por eventos de igual o mayor magnitud, dependiendo de la acumulación de energía por liberar *[12]*.

bajo la opinión del jefe de IGP y detallados, la gran parte de la infraestructura en el Perú se debe de realizar constante monitoreo del estado situacional con la finalidad de mitigar los posibles colapsos en un evento sísmico.

1.1.5 Sismicidad regional

El departamento de Ayacucho, ubicado en la sierra sur-central del Perú, ha experimentado varios terremotos a lo largo de la historia, su ubicación en una zona sísmica activa; los daños sísmicos en Ayacucho pueden ser significativos debido a la combinación de factores geológicos, la vulnerabilidad de las construcciones y la densidad de población en áreas rurales y urbanas *[9]*. (*tabla 2*, información procesada).

Tabla 2. Registro de sísmico en la región Ayacucho desde 1960 con magnitud de 5 a 7.

Magnitud	Total	Acumulado
5	123	166
5.5	35	43
6	6	8
6.5	1	2
7	1	1

Nota: Información procesada desde el registro de sísmico*.

Los registros de los eventos sísmicos se elaboran de manera constante desde 1960 hasta la actualidad; Ayacucho fue escenario de eventos de diferentes magnitudes según el reporte del Instituto Geofísico del Perú (IGP), con epicentro en diferentes departamentos limítrofes y provincias del departamento de Ayacucho, por la cercanía de la distancia epicentral, fue suficiente para generar daños en las infraestructuras más vulnerables de la región, siendo los más afectados las edificaciones de la época colonial y las nuevas viviendas autoconstruidas.

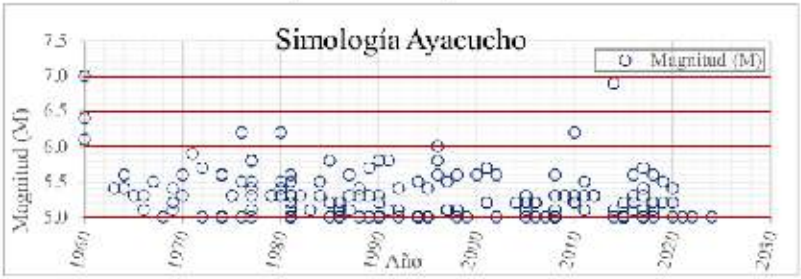


Fig. 13 Distribución temporal de la generación de sismos en la región de Ayacucho.

El descarga y procesamiento de la información se elabora para sismos dentro de la cuadrícula de latitud (-12° a -15°) y longitud (-75° a -73°) que corresponden desde 1960 a 2024 y sismos que superan la magnitud de 5, *[9]* (*tabla 3*).

Tabla 3. Evento sísmico registrado en jurisdicción del departamento de Ayacucho.

Fecha UTC	Hora UTC	Latitud (°)	Longitud (°)	Profundidad (km)	Magnitud (M)
15/01/1960	09:30:24.00	-15° 0' 0"	-75° 0' 0"	70	7
17/01/1960	02:57:58.00	-14° 30' 0"	-74° 30' 0"	150	6.4
01/04/1960	13:18:23.00	-14° 30' 0"	-73° 30' 0"	100	6.1
05/01/1976	02:31:39.00	-13° 21' 54"	-74° 54' 28.8"	104	6.2
16/01/1980	15:49:17.00	-14° 33' 25.2"	-73° 22' 33.6"	95	6.2
07/08/1996	20:29:08.00	-13° 28' 1.92"	-74° 51' 54.72"	95	6
23/05/2010	22:46:49.00	-14° 3' 39.6"	-74° 36' 29.88"	103	6.2
24/08/2014	23:21:43.00	-14° 41' 50.28"	-73° 44' 40.2"	108	6.9

Nota: Información procesada desde el registro de sísmico para Ayacucho[9].

A lo largo de la historia, el mayor daño ocasionado por un sismo en la ciudad de Ayacucho corresponde a la Basílica Catedral de Ayacucho construida en el siglo XVII; dada en el lapso de los 60 años, sufrió graves daños que se desató en la zona en el siglo XVIII, los daños acontecidos a la Basilica fueron reconstruidos; de similar forma, varios templos y casonas coloniales fueron afectados por el sismo que ocurrieron a la cercania de la ciudad de Ayacucho *[13]*.

Fig. 14 Basílica Catedral de Ayacucho.

1.2 Delimitación del problema

1.2.1 Patrimonio y reseña histórica del obelisco de pampa de Ayacucho

La conservación estructural de los patrimonios históricos y culturales es un proceso complejo que debe partir del conocimiento minucioso del tema. Este conocimiento implica reconocer en él sus valores o cualidades, sus características constructivas y la situación en la que se encuentra. Saber en qué condiciones se encuentra implica identificar las lesiones, es decir, los efectos visibles de un problema, relacionándolos con sus causas y con las consecuencias de ellos, donde las edificaciones patrimoniales presentan procesos patológicos distintos dependiendo de su forma, material, orientación, etc.; sin embargo, uno de los problemas más relevante es la alta sismicidad en la tierra ya sea en baja, mediana o alto grado de movimiento que tiende a vulnerar su seguridad en las estructuras existentes *[14]*.

El obelisco del santuario histórico de pampa de Ayacucho, representa un legado histórico de la independencia sudamericana hispana, que conmemora el medio siglo de lucha aproximadamente por la libertad frente a la colonización de la corona española (castilla); el intento de la liberación del virreinato, quien gobernaba en nombre del rey de España. A lo largo del siglo XVIII hubo varios levantamientos indígenas contra el dominio virreinal y su trato por parte de las autoridades virreinales. Algunos de estos levantamientos se convirtieron en verdaderas rebeliones. Las Reformas Borbónicas acrecentaron el malestar, y la disidencia tuvo su estallido en la rebelión de Túpac Amaru II y que culmina con la proclamación de la independencia del Perú en el año de julio de 1824; en homenaje a los mártires de la independencia, se inaugura la primera construcción memorial en 1897 promovido por el coronel Pedro Portillo Silva *[15]*.

1.2.2 Descripción

En 1968, se aprueba el proyecto obelisco en conmemoración a los mártires de la independencia encargado por la Comisión Nacional del Sesquicentenario de la Independencia del Perú (CNSIP) reemplazando al primero, inaugurado el 9 de diciembre de 1974.

El obelisco de pampa de Ayacucho presenta una edificación de concreto armado de forma pirámide de 44 m de altura, base cuadrangular de 15x19 m y cubierto con enchapado de mármol blanco en toda la altura; la caracterización más precisa consiste de un volumen piramidal; la infraestructura presenta de tres niveles accesibles pero cada uno de ellos van reduciéndose en planta concentrándose hacia la parte central o núcleo de tipo ducto, el ducto continua hasta la altura final como elemento estructural a base de muros inclinados de concreto armado; los elementos añadidos en las caras laterales cumplen la función de detalle

arquitectónico y serán considerados en las cargas de tipo muerta para su modelamiento matemático del edificio existente.

Las cimentaciones, en conformidad realizado las exploraciones de campo realizadas, se pudo constatar que está compuesta por una mezcla de concreto con una f'c<210 kgf/cm2.
Los muros de concreto armado, los principales elementos verticales son los muros, según las visitas y exploraciones se pudo comprobar que el material predominante que compone estos muros es de concreto armado, con un concreto con resistencia a la compresión en un rango de f'c=164 kgf/cm2 a 170 kgf/cm2 y por una malla doble de Ø ½" a Ø 5/8" de acero corrugado.
Esta característica de los muros es una constante en los muros perimetrales e interiores y en cada nivel, finalmente en el núcleo central en toda su altura.

Losas de concreto armado, la edificación cuenta con elementos estructurales horizontales, es decir losas o diafragmas rigidas que están compuestos por un concreto con una resistencia de compresión f'c=167 kgf/cm2 en promedio y un espesor constante de 20 cm, además un reforzamiento interno compuesto por una malla doble de Ø ½" de acero corrugado, estas losas son de tipo macizo que trabajan en 2 direcciones y confinados mediante vigas perimetrales e interiores *[16]*.

En general, las patologías identificadas a nivel de la estructura presentan lesiones por el intemperismo, de acero corroído en algunas zonas,

La propuesta de intervención se plantea a base de resultados obtenidos durante los modelamientos y cálculos a nivel de la estructura, el planteamiento de intervención será en función a las normativas vigentes y optimizando los presupuestos (*fig. 15*, *16*, *17* y *18*).

Fig. 15 Vista aérea a media altura del obelisco.

Fig. 16 Vista aérea del obelisco de pampa de Ayacucho.

Fig. 17 Vista aérea del obelisco con el estado situacional.

Fig. 18 Vista del estado situacional del interior del obelisco en diferentes niveles.

Comentario a la fig. 18, representa las áreas donde se evidencian presencia de la eflorescencia y la carbonatación en el concreto antiguo, las causas son la humedad en la zona por la falta de una adecuada evacuación de aguas pluviales (ver planos en la *fig. 20*).

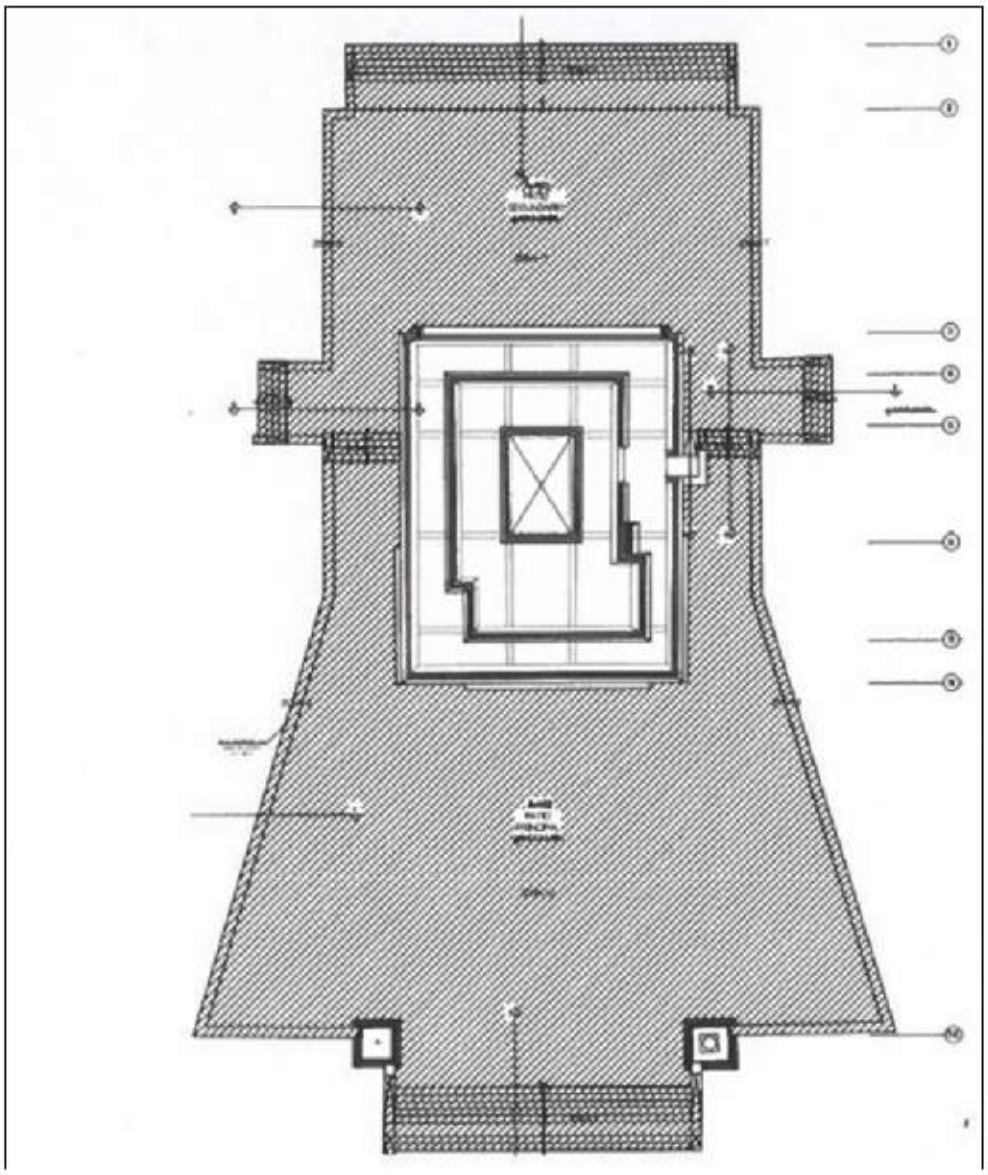


Fig. 19 Detalle en planta del obelisco de Pampa de Ayacucho.

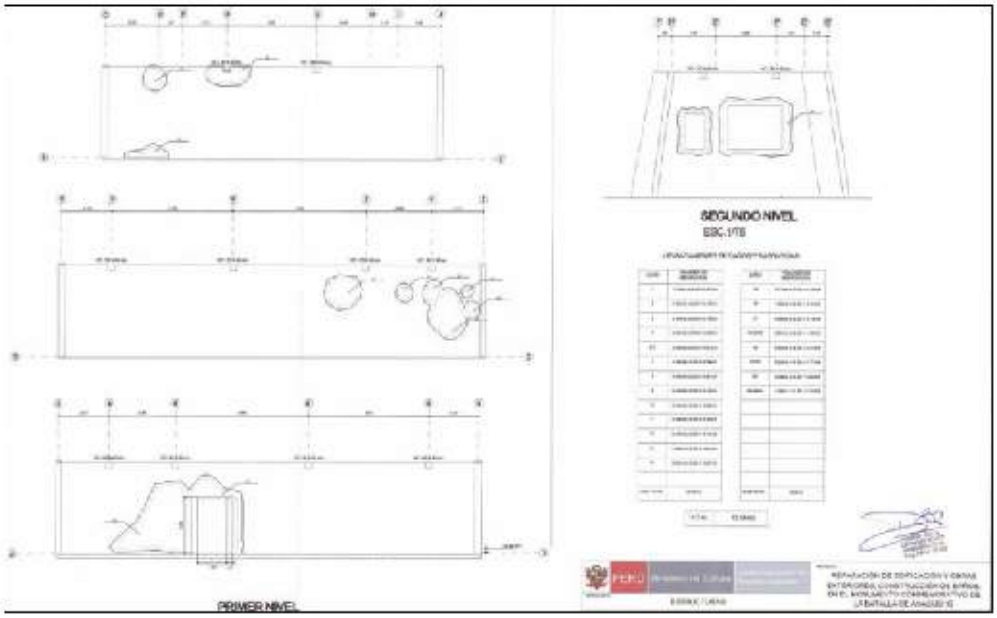


Fig. 20 Lesiones identificadas en cada nivel del obelisco.

Según la intervención preliminar, se debe de realizar una evaluación minuciosa para la identificación de lesiones en la estructura y estas deben ser considerados en los modelos tridimensionales de elementos finitos, la identificación será esencial para una adecuada incursión de la estructura frente a cargas externas que serán aplicados durante el análisis (*fig. 20*).

1.2.3 Patologías en el concreto antiguo y el acero de refuerzo

El concreto antiguo experimenta una variedad de patologías que afectan su integridad estructural y durabilidad, Estas patologías son resultado de factores como el envejecimiento, la exposición a condiciones ambientales adversas, el uso de materiales de baja calidad o técnicas de construcción inadecuada; se describen algunas de las patologías más comunes en el concreto antiguo:

Eflorescencias: Son depósitos blancos de sales solubles en agua que migran a la superficie del concreto y cristalizan al evaporarse el agua. Representa como indicador de la presencia de humedad y puede afectar estéticamente a la estructura.

Fisuración: se genera cuando el concreto se encoge al secarse, lo que provoca tensiones que superan su resistencia, estas se clasifican en fisuración por retracción, por carga, corrosión de armaduras.

Corrosión en armaduras: Esta patología se da cuando la armadura se oxida, la oxidación del acero de refuerzo incrementa de volumen y comienza a fisurarse el concreto hasta llegar al punto de incluso a partirse, los más resaltantes son las siguientes:

- ✓ Carbonatación
- ✓ Cloruros

El proceso de la carbonatación se visualiza mediante manchas de oxido o fisuras en la superficie del elemento.

Las patologías del conceto se presentan de distintas maneras que necesariamente se debe desarrollar un análisis minucioso por un especialista en el área y bajo ensayos que pueden ser destructivos y no destructivos según sea el caso *[17]*, (*fig. 20*).

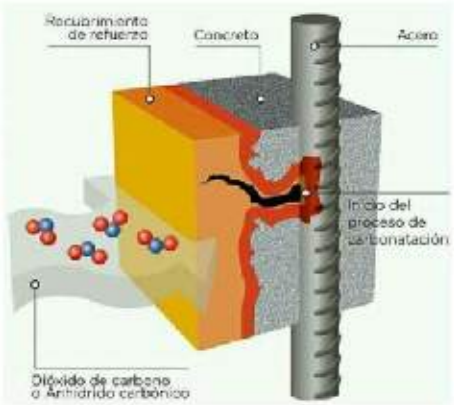


Fig. 21 Proceso de carbonatación en el concreto y el acero de refuerzo.

1.2.4 Progreso del manual de diseño sismorresistente en el Perú

Los códigos de diseño y construcción tienen por objeto proteger la inversión de la sociedad en infraestructura y vivienda. Para ello los códigos deben combinar seguridad y economía teniendo como parámetros de referencia en primer lugar los peligros naturales a que estamos expuestos, y sucesivamente la economía del país, el conocimiento tecnológico disponible y los materiales de construcción propios de la región.

Las Normas Técnicas de Edificaciones NTE son en el Perú, los documentos legales mediante los cuales se asegura un mínimo nivel de confianza en que las estructuras así diseñadas y construidas sean durables y tengan la resistencia suficiente para soportar los embates de la naturaleza.

Normas de Estructuras Sismorresistentes:

- ✓ E.030 Diseño Sismorresistente (1970, 1977, 1997, 2003, 2006, 2016 y 2018)
- ✓ E.031 Aislamiento sísmico (2018)

En el Perú, los códigos de diseño y construcción son relativamente jóvenes. Hasta la primera mitad del siglo XX, los diseños de las obras de infraestructura y vivienda se realizaban empíricamente o aplicando reglamentos y recomendaciones de Europa y Estados Unidos. El primer código peruano de diseño sísmico data de 1967 y la última versión corresponde al año 2018 relacionado al diseño sismorresistente.

El principal factor para la creación de los códigos de diseño, fueron por la constante ocurrencia de los sismos, las informaciones relacionadas datan desde la época colonial, sin embargo, la mayor información que presenta son los sismos de los años de 1940 (El de mayor Magnitud de los registrados hasta ahora), 1966, 1970, 1974, 1978, 1997 y 2007 *[19]*.

1.2.4.1 Filosofía de Diseño Sísmico

La norma sísmica peruana considera la siguiente filosofía de diseño:

- ✓ Evitar pérdida de vidas
- ✓ Asegurar la continuación de los servicios básicos
- ✓ Minimizar los daños a la propiedad

En concordancia con esta filosofía se establecen los siguientes principios para el diseño:

- La estructura no debe colapsar u ocasionar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que ocurran en el sitio.
- La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados que puedan ocurrir en el sitio durante la vida de servicio experimentando posibles daños dentro de límites aceptables *[20]*.

1.2.4.2 Objetivos del Diseño Sísmico

Evitar que se exceda el Estado límite de servicio para sismos de intensidad moderada que pueden presentarse varias veces en la vida de la estructura.

Que no se exceda el Estado límite de integridad estructural para sismos severos que tienen una posibilidad significativa de presentarse en la vida de la estructura.

No debe excederse el Estado límite de supervivencia ni para sismos extraordinarios que tengan una muy pequeña probabilidad de ocurrencia *[21]*.

1.2.4.3 Escenarios de peligro sísmico

Se establecen cuatro niveles de peligro sísmico, cada uno de los cuales se define por un evento asociado a su periodo de retorno (o a su probabilidad de excedencia en 50 años) *[21]*.

Tabla 4. Niveles de amenaza sísmica.

Sismo de Diseño	Probabilidad de excedencia en 50 años de exposición (%)	Período de Retorno (años)
Sismo frecuente	69	43
Sismo ocasional	50	72
Sismo raro	10	475
Sismo muy raro	5	970

Nota: Información extraída desde el comité Visión 2000[22].

1.2.4.4 Niveles de desempeño

Los niveles de desempeño se definen en cuanto a la severidad del sismo y del comportamiento del edificio, según ello, el SEAOC (Asociación de Ingenieros Estructurales de California) que es la referencia para este tipo de análisis, establece 4 niveles de severidad según se muestra en la siguiente tabla, *[22]*.

Tabla 5. Niveles de demanda sísmica.

	Descripción	Operacional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca del colapso
NIVEL DE DEMANDA	Sismo Frecuente (69% / 50 años)	Común			
	Sismo Ocasional (50% / 50 años)	Esencial	Común		
	Sismo Raro (10% / 50 años)	Crítico	Esencial	Común	
	Sismo Muy Raro (5% / %0 años)	Crítico	Crítico	Esencial	Común

Donde:

- Edificación común :
- Edificación esencial :
- Edificación de seguridad crítica :

Nota: Información extraída desde el comité Visión 2000[22].

Según el SEAOC el comportamiento que se espera de la edificación depende de la importancia que tenga para la sociedad. hay tres categorías. las comunes, las esenciales y las de seguridad crítica. Según ello se puede tener el comportamiento deseado para cada categoría según el sismo. como se muestra en la tabla anterior.

Asimismo, propone cinco niveles de desempeño, que se encuentran en función al comportamiento de la estructura, instalaciones y elementos no estructurales en general. Ver resumen la siguiente tabla.

Tabla 6. Niveles de desempeño.

Nivel de desempeño	Descripción
Completamente Operacional (CO)	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando servicio.
Funcional (F)	Agrietamiento en elementos estructurales, daño leve y moderado en elementos arquitectónicos. Los sistemas de evacuación y seguridad funcionan con normalidad.
Resguardo de la vida (RV)	Daño moderado en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
Cerca del Colapso (CC)	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Colapso (C)	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Nota: información extraída desde el comité Visión 2000[22].

En el Perú, siguiendo la propuesta del SEAOC, los objetivos de desempeño para edificaciones comunes se definirían según el siguiente cuadro *[22]*.

Tabla 7. Aceleración asociada para el nivel de amenaza sísmica.

Sismo de Diseño	Aceleración asociada, para la costa del Perú (g)	Comportamiento estructural
Sismos frecuentes	0.20	Perfectamente elástico
Sismos ocasionales	0.25	Prácticamente elástico
Sismos raros	0.40	Importantes incursiones inelásticas con pérdida de resistencia y rigidez. La estructura es reparable.
Sismos muy raros	0.50	Severas incursiones inelásticas, pérdida casi total de rigidez y resistencia. No resulta práctico reparar la estructura.

Nota: Comentarios a la norma E.030[23], SENCICO[20].

La elaboración de códigos de diseño sismo resistente se basa en la sismicidad de la zona, el avance tecnológico disponible y la economía del país. La costa peruana está ubicada en una zona altamente sísmica por lo que necesariamente todas las edificaciones deben diseñarse y construirse con criterios de resistencia sísmica. Los códigos de diseño deben además establecer un delicado equilibrio entre la seguridad y economía ya que no es económicamente factible elevar los niveles de seguridad ilimitadamente, se debe continuar con las investigaciones con la finalidad de reducir los daños que podrían ser ocasionados durante un evento de una magnitud

mayor, asimismo, la incorporación de una semejanza en los procedimientos de análisis de las normativas Americanas y Europeas *[23]*.

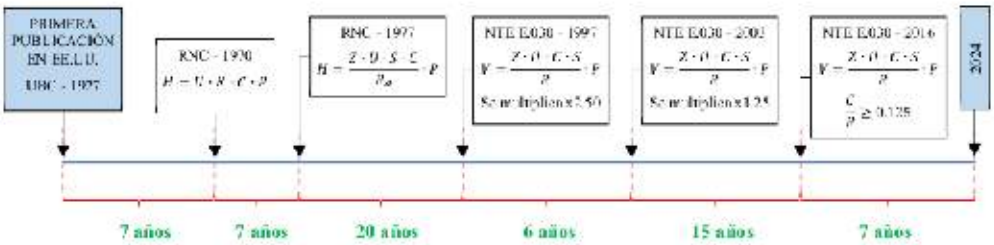


Fig. 22 Cronología del reglamento del diseño sismorresistente en el Perú.

Ámbito de la aplicación de la norma E.030 diseño sismorresistente, "El uso de la norma E.030 es obligatorio a nivel nacional tanto para el diseño de edificaciones nuevas como para el desarrollo de proyectos de reforzamiento y reparación de edificaciones existentes" (A. Muñoz P., 2020).

Alejandro Muñoz Peláez, presidente del Comité Técnico E.030 y Profesor Principal de PUCP. <<COMENTARIOS A LA NORMA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE>> Gerencia de investigación y normalización de SENCICO.

Aplicación de la E.030 al reforzamiento y reparación de edificios

No es posible que una edificación antigua que se refuerza cumpla con todos los requisitos de una norma moderna, razón por la cual se debe recurrir a otros criterios y estrategias para dar un nivel de protección similar al de una edificación nueva.

En el acápite de evaluación, reparación y reforzamiento de estructuras, la norma acepta otros criterios para reforzar edificaciones *[23]*.

1.2.5 Espacial

El espacio de geográfico que ubica el obelisco de Pampa de Ayacucho, en el distrito de Quinua, provincia de Huamanga, Departamento de Ayacucho. Con una altitud de 3275 m.s.n.m. y coordenadas UTM 594201.46 m E, 8558039.49 m S.

La investigación planteada, será de manera inminente solo en el obelisco de pampa de Ayacucho, la evaluación de la vulnerabilidad será netamente estructural.

1.2.6 Temporal

El desarrollo de la investigación consta de un periodo de 4 meses, dando un inicio en la fecha 02/01/2024.

1.2.7 Temática y unidad de análisis

1.2.7.1 Vulnerabilidad sísmica mediante análisis estático no lineal

Determinación del comportamiento estático no lineal y el grado de vulnerabilidad sísmica en la estructura del obelisco del santuario histórico pampa de Ayacucho, mediante el uso del análisis estático no lineal (Pushover), en un modelo matemático 3D obtenido por nube de puntos y análisis real mediante el criterio de elementos finitos asistido por una computadora, uso de un software de distribución libre y verificación de resultados bajo normativas de ATC-40, FEMA 440 y ASCE 41-17.

1.3 Formulación del problema

1.3.1 Problema general

¿De qué forma el análisis estático no lineal mediante el método de elementos finitos (FEM), será un factor de terminante para obtener el grado de vulnerabilidad sísmica del obelisco del santuario histórico pampa de Ayacucho?

1.3.2 Problemas específicos

1. ¿De qué manera la construcción e implementación del análisis estático no lineal mediante MEF, tendrá la confiabilidad en los resultados para el grado de vulnerabilidad sísmica en el obelisco de pampa de Ayacucho?

2. ¿De qué manera la implementación del análisis estático no lineal mediante MEF y el enfoque de puntos de control en la estructura del obelisco, el RNE de la norma E.030 y las normativas americanas, repercute en el grado de vulnerabilidad sísmica?

3. ¿De qué manera la construcción del modelo 3D por nube de puntos e implementación del modelo matemático del MEF para el análisis estático no lineal será un factor determinante para mejorar los resultados y el proceso de intervención para el reforzamiento estructural del obelisco pampa de Ayacucho?

1.4 Justificación e importancia

La investigación presenta la justificación y la importancia por las siguientes razones:

1.4.1 Justificación

La desatención en patrimonios culturales e históricos frente a riesgos que ponen a cierto rango de vulnerabilidad, tienden a hacer perder el valor histórico; la sección del tema presenta la determinación del análisis estático no lineal y el grado de vulnerabilidad sísmica del obelisco de pampa de Ayacucho, actualmente representa un fuente de ingreso económico para la población y el principal atracción del santuario, la construcción e inauguración fue en al año de 1974, desde ese entonces, la restauración no fue de manera sustancial, lo que implica, la degradación por agentes patológicos a la resistencia del concreto y la vulneración frente a

niveles de amenaza; el código ACI no especifica el periodo de vida útil del concreto, sin embargo presenta guías y prácticas para asegurar la durabilidad del concreto.

- ACI 318: "Building Code Requirements for Structural Concrete" referencia clave sobre los requisitos de la durabilidad del concreto.
- ACI 201.2R: "Guide to Durable Concrete" ofrece pautas específicas de cómo diseñar y construir un concreto durable.
- ACI 562: "Code Requirements for Assessment, Repair, and Rehabilitation of Existing Concrete Structures" aborda temas sobre la evaluación y reparación de estructuras de concreto antiguo.

De manera similar, las normas como Vision 2000, ATC 40, FEMA 440 y ASCE 41 17 detallan los procedimientos del análisis para la evaluación sísmica y modernización de edificios existentes.

1.4.2 Importancia

El análisis no lineal o Pushover es una herramienta valiosa en la ingeniería estructural para la evaluación, permite a los profesionales identificar y mitigar la debilidad estructural ante un evento sísmico, asimismo, se complementa con los estudios del peligro sísmico para una correcta interpretación de la demanda sísmica del obelisco. Los resultados obtenidos tienden a analizarse y comprobarse con las normativas nacionales e internacionales vigentes (ASCE 41-17), asimismo, se verifica el grado de vulnerabilidad sísmica para otras normativas.

1.5 Limitaciones de la investigación

Las limitaciones de la investigación tienden a propiciar berreras frente al desarrollo del tema de manera extensa o amplia, la investigación se limita en brindar resultados exactos, ya que en la actualidad no hay normativas o reglamentos que brindan una metodología o procedimiento de análisis en patrimonios históricos, ésta por la complejidad de sus materiales que lo compone. Asimismo, para la actualidad no se encuentra con toda la información (expediente técnico) de su construcción en 1974.

El costo elevado de la prueba de escaneo en elementos estructurales para un análisis estructural preciso no destructivo y para detectar objetos ocultos, presenta como barrera, en vista que, no se presenta un cofinanciamiento en el proceso de investigación y/o desarrollo de la tesis.

1.6 Objetivos

Los objetivos planteados en el plan de investigación se mencionan en los siguientes renglones:

1.6.1 Objetivo general

Diagnosticar el grado de vulnerabilidad sísmica, mediante reconstrucción 3D por nube de puntos y el análisis estático no lineal del obelisco histórico de pampa de Ayacucho.

1.6.2 Objetivo específico

1. Implementar un modelo matemático de elementos finitos (MEF) y establecer parámetros mecánicos más apropiados del material para el cálculo de análisis estático no lineal.

2. Implementar el enfoque de puntos de control de desplazamiento en diferentes niveles de la estructura y determinar el grado de vulnerabilidad sísmica para diferentes niveles de amenaza sísmica y de acuerdo a las normativas vigentes.

3. Captar un modelo 3D a base nube de puntos con mayor precisión mediante el uso de la fotogrametría de ortofotos (DRONE) y el enmallado por un software de distribución libre, empleo de resultados para la intervención y el reforzamiento estructural.

Capítulo II

2 Estado del arte

2.1 Antecedentes

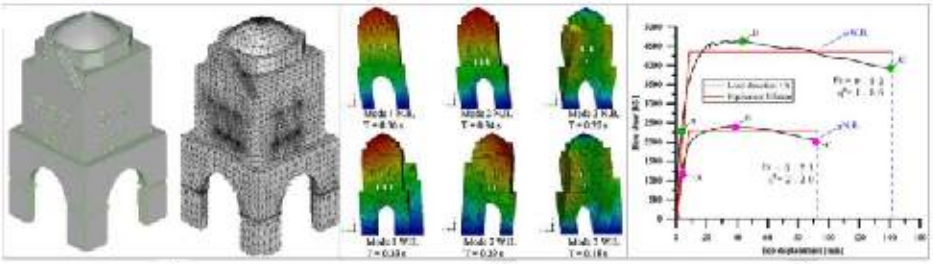
El estudio de comportamiento estático y dinámico en patrimonios históricos y arqueológicos mediante el método de elementos finitos (MEF en inglés) es ampliamente estudiado en diferentes partes del mundo, por brindar resultados más certeros, esta con el fin de ser empleados en la rehabilitación u otro, con la finalidad de mantener los arraigos tanto históricos y patrimoniales. Para dar inicio a este trabajo de investigación se recurre a las investigaciones, fuentes y libros, artículos, ensayos encontrados en la literatura nacional e internacional.

2.1.1 Estudios e investigaciones internacionales

Survey and seismic vulnerability assessment of the Baptistery of San Giovanni in Tumba (Italy)

Relevamiento y evaluación de la vulnerabilidad sísmica del Baptisterio de San Giovanni en Tumba (Italia)

Para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un edificio histórico, el conocimiento es un requisito previo fundamental para una evaluación confiable de la seguridad sísmica actual y para la elección de una acción de mejora efectiva. Hoy en día, gracias a la tecnología topográfica disponible, utilizada en el campo del enlatado láser arquitectónico y fotogrametría digital, cualquier caso de estudio. El objetivo principal de la investigación es resaltar que es posible definir la geometría exacta del levantamiento, la relación entre la arquitectura realizada mediante la metodología de escáner láser 3D, el método de elementos y el análisis estructural basado en el finito (FEM). El caso de estudio del baptisterio consiste en una construcción importante y singular, que es la de San Giovanni in Tumba (Italia). Después de la adquisición de datos, la medición desarrollada mediante el uso de técnicas ópticas 3D, el procedimiento propuesto buscaba generar un modelo NURBS a partir de contornos muy densos obtenidos por cortes de nubes de puntos. Posteriormente, marco, se desarrolló el análisis en un no lineal en el que se investiga el comportamiento de la estructura bajo cargas sísmicas. En particular, características modales de la metodología de estructura. Permitir el uso de un análisis no lineal basado en el pushover Además, se ha analizado el comportamiento estructural mediante un análisis no lineal, historial de respuesta en el que se adoptaron movimientos de tierra consistentes para reproducir cargas sísmicas *[24]*.



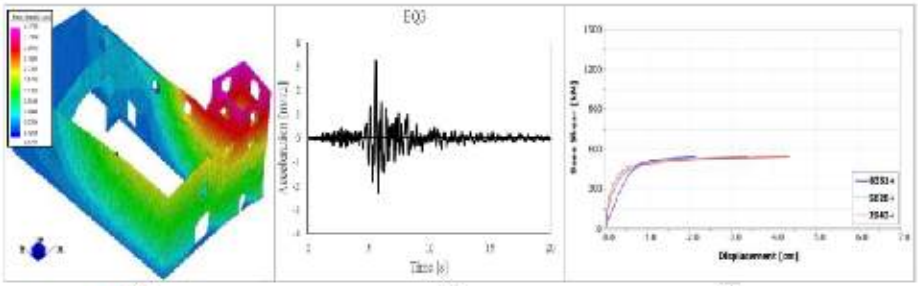
a) b) c)

Fig. 23 Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del Baptisterio de San Giovanni. a) Proceso de enmallado, b) Modos de vibración y c) Resultados del análisis.

Evaluación de vulnerabilidad sísmica de iglesias históricas de mampostería: propuesta para un enfoque numérico general y completo para verificar los resultados, Italia 2017

Seismic vulnerability assessment of historic masonry churches: proposal for a general and comprehensive numerical approach to verify the results, Italy 2017

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las iglesias de mampostería existentes es un tema importante en la ingeniería sísmica. Las Directrices italianas para el patrimonio construido sugieren una evaluación cuantitativa de la vulnerabilidad mediante una técnica que utiliza el teorema del límite superior del análisis de límites en 28 mecanismos de falla preasignados, asumiendo que la mampostería no puede soportar tensiones de tracción. En el marco del teorema cinemático, el mecanismo de falla que se activa en realidad es el asociado al multiplicador más bajo. Si bien el enfoque es muy sencillo, está intrínsecamente afectado por posibles inexactitudes, tanto porque la geometría real de la iglesia se contabiliza solo de manera aproximada como porque la elección de limitar el análisis a 28 mecanismos podría excluir de los cálculos el mecanismo real que ocurre, con la consiguiente sobreestimación de la aceleración del colapso *[25]*.

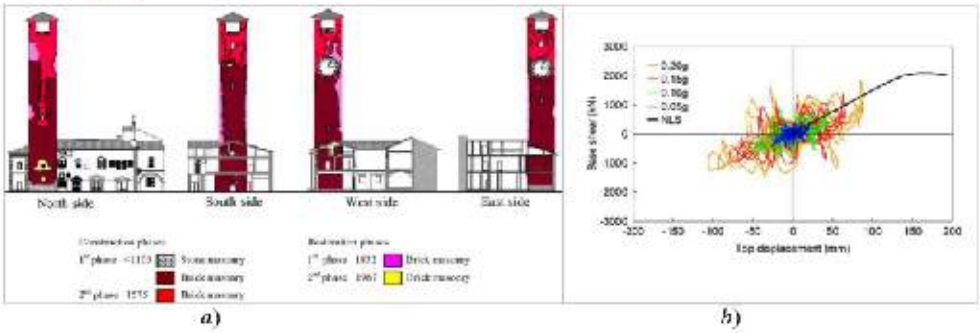


a) b) c)

Fig. 24. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica en iglesias históricas de mampostería. a) Análisis tridimensional, b) Espectro de aceleraciones y c) Resultados del análisis.

Evaluación sísmica de una torre de mampostería histórica con análisis estáticos y dinámicos no lineales ajustados a las pruebas de vibración ambiental

El trabajo trata sobre la caracterización dinámica y la evaluación de los comportamientos sísmicos de torres y campanarios de mampostería históricas que son particularmente vulnerables con respecto a acciones sísmicas. El propósito principal del estudio es investigar cómo la evaluación sísmica de tales construcciones históricas se ve influenciada por el nivel de refinamiento de los modelos adoptados y por el tipo de análisis realizados. También se evalúa la efectividad de algunas disposiciones contenidas en las directrices italianas para la evaluación del riesgo sísmico y la mitigación del patrimonio cultural para este tipo de estructuras. El estudio se realiza con referencia a la torre cívica medieval de Soncino (Cremona, Italia), que es representativa de la clase considerada de construcciones de mampostería. Las características dinámicas y las propiedades mecánicas de la torre de mampostería se evalúan mediante una identificación dinámica con pruebas de vibración ambiental. Los modelos analíticos de la torre caracterizados por diferentes niveles de refinamiento se calibran sobre los resultados de la identificación dinámica realizada y se utilizan para llevar a cabo análisis estáticos y dinámicos no lineales. Los análisis realizados evidencian el carácter muy convencional del factor de comportamiento q para este tipo de estructura. Además, de los análisis resulta que los valores q sugeridos por los códigos italianos sobreestiman los valores q reales. Los resultados obtenidos con el análisis dinámico no lineal concuerdan bien con los obtenidos con el análisis estático no lineal. Sin embargo, el análisis dinámico no lineal proporciona niveles de capacidad de desplazamiento inferiores a los resultantes del análisis estático no lineal y permite considerar el efecto significativo de las frecuencias más altas sobre algunos de los parámetros de respuesta, como el cortante base. La vulnerabilidad de la torre también se evalúa de acuerdo con las directrices italianas para la evaluación del riesgo sísmico y la mitigación del patrimonio cultural utilizando los resultados del análisis estático no lineal realizado *[26]*.



a) *b)*

Fig. 25 Evaluación sísmica de una torre de mampostería histórica (Cremona Italia). a) Modelo matemático de la edificación y b) Resultados de la curva de histéresis.

Evaluación de vulnerabilidad sísmica de un edificio monumental de mampostería

La evaluación sísmica de edificios monumentales requiere la consideración de objetivos de seguridad y conservación, tanto para el edificio como para su patrimonio cultural. Para hacer frente a estos problemas, el artículo presenta los resultados de un análisis diagnóstico realizado sobre un edificio monumental de mampostería específico: el Museo Cívico de la pequeña ciudad de Sansepolcro en Toscana. El edificio es una de las estructuras cívicas más importantes y reconocidas, construido por una Comuna medieval para albergar el gobierno de la ciudad, este edificio también se caracteriza por la presencia de una de las obras maestras del arte renacentista de finales del siglo XV: "la Resurrección", un gran fresco pintado por Piero della Francesca. En este contexto, se proponen tres estrategias de modelado de diferente complejidad: modelo de marco equivalente, modelo de macrobloque rígido y modelo de elementos finitos. En la primera parte, se utiliza un análisis estático no lineal tridimensional completo y un enfoque más simple basado directamente en los teoremas del análisis de límites para comprender el comportamiento estructural a macroescala. Posteriormente, los resultados de los análisis del método de elementos finitos realizados en un modelo 3D detallado del panel de pared que contiene el fresco se utilizan para investigar las causas del patrón de grietas en este importante activo artístico *[27]*.

2.1.2 Estudios e investigaciones nacionales

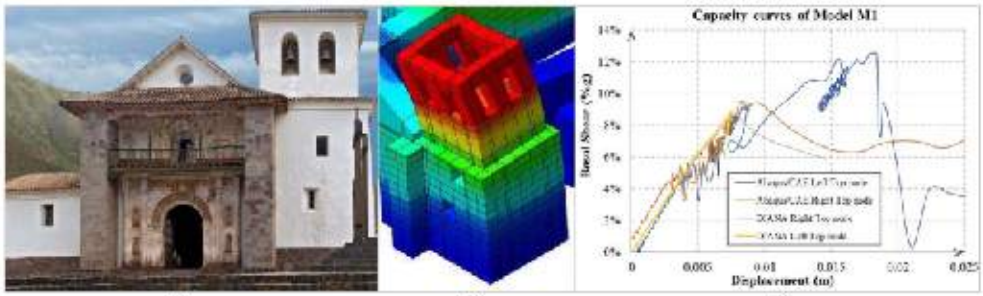
Intervención estructural en la iglesia San Pedro apóstol de Andahuaylillas en Cusco, Perú

Structural intervention in the San Pedro Apostle church of Andahuaylillas in Cusco, Peru

Los nuevos criterios de diseño e intervención de estructuras históricas de tierra son presentados y utilizados en el presente artículo para estudiar la iglesia de San Pedro Apóstol de Andahuaylillas. La Iglesia se encuentra ubicada a 41 km de la ciudad del Cusco en Perú. Esta Iglesia es destacada en América y es Patrimonio Nacional del Perú desde 1980. La construcción de la Iglesia se atribuye finales del siglo XVI o inicios del siglo XVII, y debido a la belleza de sus pinturas interiores, es posiblemente la iglesia construida en tierra más importante del país y una de las más importantes de la región. La Iglesia ha sufrido una serie de intervenciones desde hace varias décadas que consistieron solo en trabajos de puesta en valor y conservación estética. Lamentablemente, en los últimos años, se ha evidenciado una serie de problemas estructurales de carácter global y local que implican riesgos de inestabilidad estática y dinámica.

Este artículo presenta una parte del estudio estructural integral que se viene realizando en la Iglesia con el objetivo de determinar su comportamiento ante cargas de gravedad y de sismo. En el artículo se muestra el detalle de los materiales, identificación del sistema

estructural y sus patologías. Se propone también algunas soluciones estructurales urgentes para sectores específicos (estructura del presbiterio y piso del coro). Finalmente, se presenta los resultados de estudios de identificación de propiedades modales de la torre de la Iglesia, así como los resultados de modelos computacionales que se vienen desarrollando para entender su comportamiento estructural *[28]*.



a) *b)* *c)*

Fig. 26 Iglesia San Pedro apóstol de Andahuaylillas, Cusco. a) Templo de Andahuaylillas, b) Modelo tridimensional y c) Resultados.

Evaluación de vulnerabilidad sísmica de iglesias coloniales peruanas utilizando la metodología de mecanismos de colapso, estudio de caso: catedral de Puno - Perú

La catedral de Puno, considerada como patrimonio histórico cultural de la nación del Perú, debido a su arquitectura barroca andina, representa un baluarte de la región Puno. Similar a esta estructura de mampostería de piedra, existen en el Perú una gran cantidad de iglesias, por lo general las que fueron construidas alrededor del siglo XVII y XVIII, sin embargo, este extenso legado de construcciones históricas se encuentra expuesta a la elevada sismicidad que existe en nuestra región, y que en muchos de los casos colapsaron. En la actualidad existe una gran cantidad de modelos para el cálculo de la respuesta sísmica de estos edificios, los mismos que varían de acuerdo al nivel de detalle y suposiciones teóricas, y que debido a la complejidad del análisis es muy poco abordado por los profesionales de ingeniería estructural, sin embargo, este tipo de estructuras pueden ser analizadas mediante modelos simplificados que se asemejan bastante a modelos más detallados. El presente trabajo busca implementar la metodología de mecanismos de colapso para el análisis se seguridad sísmica de las iglesias de mampostería de piedra que tenemos en el Perú, para poder tomar acciones de reforzamiento en un corto plazo, y así evitar que estas estructuras colapsen debido a acciones sísmicas. En el trabajo se presenta una recopilación exhaustiva del estado de arte sobre la metodología de evaluación sísmica mediante mecanismos de colapso, esta metodología es aplicada a la catedral de Puno, para ello se presenta una investigación histórica desde el punto de vista ingenieril, seguido a ello se

presenta la evaluación del índice de vulnerabilidad para la identificación de mecanismos que tengan más probabilidad de activación, de estos últimos se realiza un análisis cinemático lineal y no lineal para evaluar la capacidad de la estructura frente a solicitaciones sísmicas *[29]*.

Investigaciones sobre el comportamiento estructural del patrimonio arqueológico en Perú: del levantamiento a la evaluación sísmica

La conservación del patrimonio arqueológico es de gran importancia para preservar los valores científicos, etnográficos y artísticos de las culturas pasadas. Una vez que los sitios arqueológicos están expuestos después de haber sido enterrados durante siglos, están sujetos a amenazas naturales, que deben ser estudiadas con técnicas actualizadas. Además, los trabajos de conservación se centran en aspectos estéticos o en la resolución de problemas localizados [*30*]. En áreas propensas a terremotos, es de suma importancia la realización de estudios de análisis estructural para evaluar el comportamiento real de las construcciones arqueológicas y para proponer las medidas de intervención adecuadas. Este artículo presenta un extenso estudio sobre el comportamiento estructural de los restos de edificaciones arqueológicas en el Perú, basado en ensayos no destructivos in situ, así como en enfoques numéricos. Se presenta el caso del Sitio Arqueológico Chokepukio, que fue construido entre 1000 y 1450 d.C. en la época precolombina, con una mampostería mixta de unidades de piedra y argamasa de barro. El artículo comienza con una descripción completa de los aspectos históricos, arquitectónicos y estructurales del sitio arqueológico. Luego se explora la posibilidad de aplicar pruebas de análisis modal operacional con referencia a un muro representativo de Chokepukio. Los resultados de la campaña de campo experimental se utilizan para desarrollar modelos calibrados de elementos finitos del muro y para estimar indirectamente las características mecánicas de la mampostería. Sobre la base de las investigaciones realizadas, se identifican los posibles mecanismos de falla para el muro y se validan mediante un análisis fácil. Finalmente, los mecanismos se evalúan mediante análisis de límite cinemático, para proceder con la evaluación sísmica *[31]*.

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Procedimiento de análisis estructural

El procedimiento de análisis constará de uno de los siguientes:

2.2.1.1 Tipos de análisis

Análisis lineal

- Análisis estático o de fuerzas equivalentes (AFE)
- Análisis dinámico modal espectral (ADME)

- Análisis tiempo historia lineal (ATHL)

Análisis no lineal

- Análisis estático no lineal o PUSHOVER (AENL)
- Análisis tiempo historia no lineal (ATHNL)

2.2.2 Análisis estático no lineal (PUSHOVER)

El Análisis Estático No Lineal o PUSHOVER consiste en una carga lateral que empuja la estructura en pasos incrementales; calculando el estado de equilibrio en cada uno de ellos, así como los correspondientes esfuerzos internos y los desplazamientos de los nodos, describe en consecuencia el comportamiento elástico y plástico de cada elemento.

2.2.3 No linealidad de los materiales

2.2.3.1 Concreto no confinado

a) Modelo Hognestad

Hola El concreto no confinado, es un material que se comporta de forma adecuada a esfuerzos de compresión, pero es débil a esfuerzos de tracción lo que limita su aplicación como material estructural. Para resistir tensiones se emplea acero de refuerzo en forma de barras colocado en zonas donde se prevé que se desarrollarán tensiones bajo las acciones de servicio. El acero restringe el desarrollo de las grietas originadas por la poca resistencia a la tensión del concreto, para el concreto simple o no confinado es importante conocer su curva de esfuerzo-deformación, dicha curva se obtiene de la forma experimental mediante mediciones de deformaciones unitarias de ensayos en cilindros de concreto con una edad de 28 días sometidos a compresión uniaxial con una velocidad de carga moderada.

$$f'_c = f''_c \cdot \left(\frac{2 \cdot \varepsilon}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co}}\right)^2\right) \qquad 0 \le \varepsilon \le \varepsilon_{co} \qquad (1)$$

$$f'_c = f''_c - 0.15 \cdot f''_c \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cm}} - \frac{\varepsilon_{co}}{\varepsilon_{co}}\right) \qquad \varepsilon_{co} \le \varepsilon \le \varepsilon_{cm} \qquad (2)$$

$$\varepsilon_{co} = \frac{2 \cdot f''_c}{E_{co}}$$ *Deformación del concreto asociado al f'c* (3)

$$f''_c = 0.85 \cdot f'_c$$ *Esfuerzo máximo del concreto no confinado a flexión* (4)

Donde:

- f'_c : Esfuerzo máximo del concreto a compresión simple
- f''_c : Esfuerzo máximo del concreto no confinado a flexión
- E_c : Elasticidad del concreto
- ε_{co} : Deformación del concreto asociado al f''_c
- ε_{cm} : Deformación máxima del concreto no confinado

Graficamente las (*ec. 1 al 4*), el modelo se visualiza de la siguiente manera:

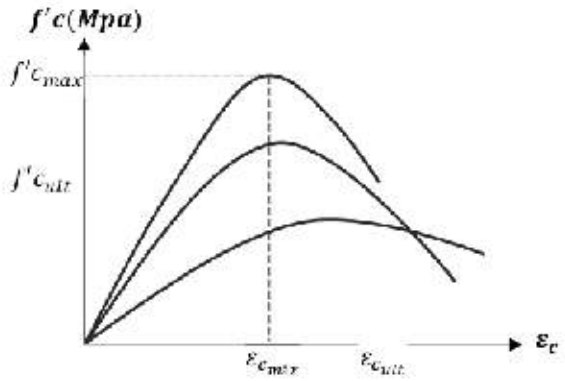


Fig. 27 Curva de esfuerzo – deformación de Hognestad 1951 para concreto no confinado.

El modelo de Hognestad (1951) está basado en 120 pruebas experimentales de las cuales 90 fueron columnas cuadradas de 254 mm de lado y reforzadas con estribos en cuantías de 1.46 al 4.8%. la resistencia a compresión varió entre 10.5 MPa a 38.5 MPa y es aplicado para concreto no confinado (*fig. 27*).

2.2.3.2 Concreto confinado

El concreto armado tiene un comportamiento complejo que ha sido estudiado en su mayoría por medio de la experimentación en laboratorios, por lo que para comprender mejor su comportamiento se estudian las propiedades mecánicas de sus componentes por separado. El confinamiento del concreto lo proporciona el refuerzo transversal que rodea el núcleo de una sección, aunque en la práctica es difícil encontrar concreto no confinado, se considera así si no se cumple con las separaciones máximas estipuladas para los estribos de acero, los siguientes:

- Cuantía de acero transversal, p_ω
- Separación de estribos, s
- Esfuerzo de fluencia nominal del acero longitudinal, f_y
- Resistencia a compresión, f'_c

- Esfuerzo de fluencia nominal del acero de refuerzo transversal, f_{yh}
- Relación entre el volumen de acero confinante (estribos) y el volumen de concreto confinado, ρ_s
- Cuantía de acero longitudinal, ρ

Estudios experimentales realizados por Chan (1955), Blume et al. (1961), Roy y Sozen (1964), Soliman y Yu (1967), Sargin et al. (1971), Kend y Park (1971) y Mander et al. (1988), indican que un buen confinamiento mejora el desempeño de un elemento y sus deformaciones se incrementan, haciendo del concreto un material más dúctil.

b) Modelo Kent y Park

El modelo se basa en pruebas experimentales, fue propuesto por Kent y Park, (1971) y es aplicable únicamente a secciones rectangulares o cuadradas. El modelo considera que el confinamiento no tiene efecto en la resistencia, ya que esta es igual a la de un concreto simple. La curva está formada por tres ramas (A, B, C), En la primera rama el efecto del confinamiento aún no se presenta y su forma es igual a la de un concreto simple, idealizada como una parábola de segundo grado y está definida en un intervalo $(0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0)$.

$$f_{c_A} = f'_c \cdot \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^2\right] \quad ; \quad (5)$$

La rama B (*ec. 6*) se aproxima o se idealiza por una recta, inicia cuando el concreto alcanza su resistencia máxima y concluye cuando esta se ha degradado en un ochenta por ciento $f_c = 0.20f'_c$, definida por el intervalo $(\varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20C})$, Su pendiente es función de factores relacionados con el confinamiento de la sección (*fig. 28*).

$$f_{c_B} = f'_c \cdot [1 - Z \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_0)] \quad ; \quad (6)$$

En la rama C (*ec. 7*) definida en un intervalo $(\varepsilon \geq \varepsilon_{20C})$, se aprecia que el concreto podrá seguir tomando deformaciones más allá de, pero no podrá tomar esfuerzos adicionales, (*fig. 28*).

$$f_{c_C} = 0.20 \cdot f'_c \quad ; \quad (7)$$

$$Z = \frac{1}{2 \cdot (\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_0)} \quad ; \quad (8)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + \varepsilon_0 \cdot f'_c}{f'_c - 1000} \quad ; \quad (9)$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \cdot \rho_s \cdot \sqrt{\frac{b_c}{s}} \quad ; \quad (10)$$

donde:

- ε_c : Deformación unitaria del concreto
- ε_0 : Deformación unitaria asociada a la resistencia máxima a compresión del concreto f'_c
- ε_{20c}: Deformación unitaria asociada al $0.20 \cdot f'_c$
- b_c : Ancho de la sección
- s : Separación entre los estribos
- ρ_s : Relación entre el volumen de acero confinante (estribos) y el volumen de concreto confinado.

Finalmente, al realizar la gráfica de las ecuaciones (*ec. 5 al 10*) se visualiza de la siguiente forma:

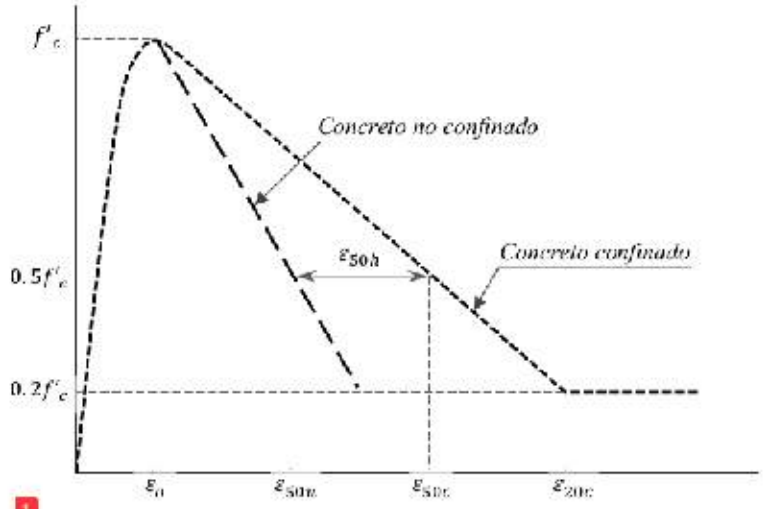


Fig. 28 Comparación de curvas esfuerzo-deformación de un concreto simple y uno confinado según Kent y Park de 1971

Modelo Park modificado

A diferencia del modelo anterior éste si considera el incremento en la resistencia a compresión debido al confinamiento, fue modificado por Park et al. (1982), la modificación en la curva esfuerzo-deformación consistió en aceptar que el efecto de confinamiento no solo incrementa las deformaciones si no también los esfuerzos. Dicho incremento está definido por un factor k, que depende del confinamiento, como se muestra en la fig. siguiente. Para su definición se emplean las ecuaciones utilizadas en el modelo Kent y Park (1971), excepto que ahora las variables f'_c y ε_0 , están multiplicadas por un factor k (*fig. 29*).

Las ecuaciones (*ec. 11 al 14*) definen a cada una de las ramas de la curva son las siguientes:

$$f'c_A = k \cdot f'c \cdot \left[\frac{2\varepsilon_c}{k \cdot \varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{k \cdot \varepsilon_0}\right)^2\right] \qquad \text{Para la primera rama: } 0 \le \varepsilon_c \le k \cdot \varepsilon_0 \qquad (11)$$

$$f_{cu} = f'_c \cdot [1 - Z \cdot (\varepsilon_c - k\varepsilon_0)] \qquad \text{Para la segunda rama: } \varepsilon_0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{20c} \qquad (12)$$

$$k = 1 + \frac{\rho_s \cdot f_y}{f'_c} \quad ; \qquad (13)$$

$$Z = \frac{1}{2 \cdot (\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - k \cdot \varepsilon_0)} \quad ; \qquad (14)$$

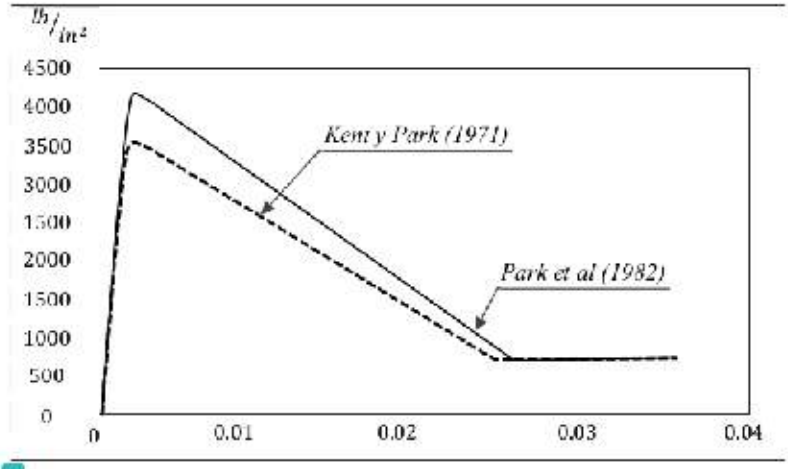


Fig. 29 Comparación de los modelos esfuerzo-deformación para un concreto simple, (Kent y Park, 1971) y uno confinado de Park et al. 1982.

c) Modelo Mander

Este modelo propuesto por Mander et al. (1988), está definido por una curva continua, y también considera que el efecto del confinamiento no solo incrementa la capacidad de deformación del concreto ε_c, si no también la resistencia a compresión del concreto. Es aplicable para secciones circulares y rectangulares o cuadradas, Popovics, (1973).

En este modelo la deformación unitaria última o de falla ε_{cu} del concreto se presenta cuando se fractura el refuerzo transversal y por lo tanto ya no es capaz de confinar al núcleo de concreto, por lo que las deformaciones transversales del núcleo de concreto tenderán a ser muy grandes. En la (*fig. 30*) se comparan las curvas esfuerzo-deformación para un concreto no confinado y uno confinado, según el modelo propuesto por Mander et al. (1988).

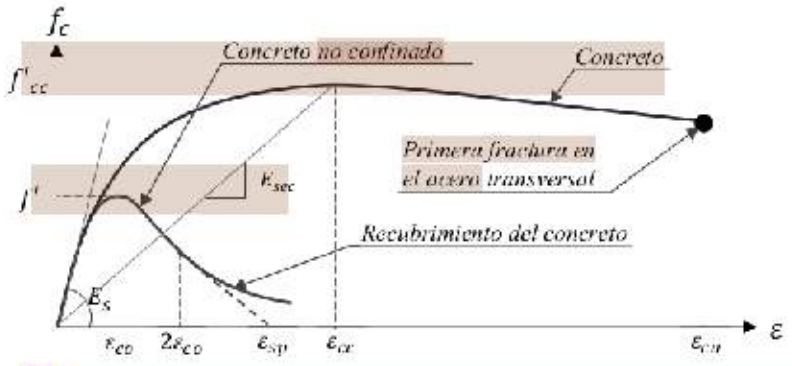


Fig. 30 Comparación de los modelos esfuerzo-deformación para un concreto simple y uno confinado según Mander et al.1988.

La curva esfuerzo-deformación propuesta por Mander et al. (1988), se define mediante las siguientes expresiones:

$$f_c = \frac{x \cdot r \cdot f_{cc}}{1 + r + x^r} \quad ; \quad (15)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad ; \quad (16)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad ; \quad (17)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \cdot \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f'_c} - 1\right)\right] \quad ; \quad (18)$$

Donde:

- f_{cc} : Resistencia máxima del concreto confinado
- f'_c : Resistencia máxima del concreto no confinado
- ε_c : Deformación unitaria del concreto
- ε_{cu} : Deformación unitaria última
- ε_{cu} : Deformación asociada a la resistencia máxima del concreto f'_c
- ε_{sp} : Deformación unitaria última asociada al recubrimiento del concreto
- ε_{cc} : Deformación unitaria del concreto simple, asociada al esfuerzo máximo confinante
- E_c : Modulo de elasticidad del concreto no confinado
- E_{sec}: Modulo secante del concreto confinado asociado al esfuerzo máximo confinante

La resistencia máxima a compresión f_{cc} está en función de la fuerza lateral de confinamiento efectivo (f_{le}) y del tipo de estribo con el que fue confinado el elemento (*ec. 15 al 18*).

2.2.3.3 Acero de refuerzo

Es común que en el diseño y evaluación sísmica se utilice una aproximación de la curva esfuerzo de formación llamado "modelo elastoplástico perfecto", (fig. 2.9). de manera similar a los modelos anteriores para la etapa de comportamiento elástico, antes de la fluencia los esfuerzos de acero fs, son proporcionales a las deformaciones.

La simplificación en este modelo estriba principalmente en que se desprecia el endurecimiento del acero por deformación, al considerar que el material no es capaz de tomar esfuerzos mayores al de fluencia, pero si deformaciones mayores a esta (*fig. 30*).

- Se ignora la capacidad del acero para tomar esfuerzos mayores al de fluencia fy
- Existe la posibilidad de que el concreto se aplaste sin que el acero haya fluido, provocando así una falla frágil por compresión.

Los principales modelos son:

- Modelo Park y Paulay
- Modelo de Mander
- Modelo Ahmad y Shah

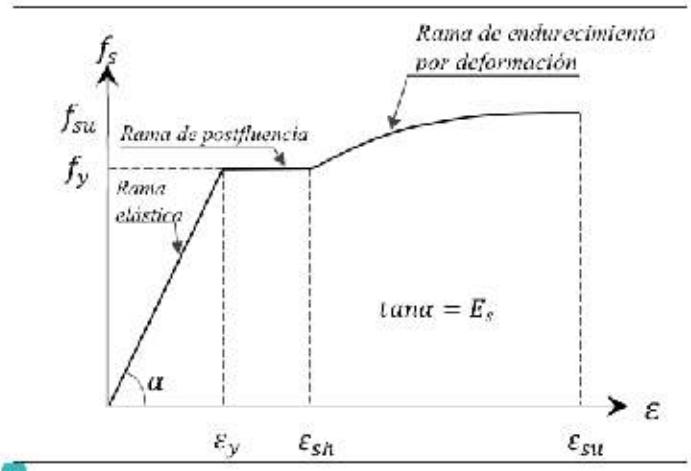


Fig. 31 Curva completa esfuerzo-deformación del acero sometido a tensión según Mander et al. 1988

Para la presente investigación se toma mayor énfasis al modelo Mander.

d) Modelo Mander

En el modelo propuesto por Mander et al. (1984), los esfuerzos en el acero dentro de la zona de endurecimiento por deformación se calculan mediante la siguiente ecuación:

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \cdot \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}\right)^p \quad ; \qquad (19)$$

Con la excepción de "p", las variables que intervienen en la ecuación anterior son las mismas que las establecidas en el modelo de Park y Paulay, (1975). Por lo tanto, se pueden definir con las mismas ecuaciones, o mediante pruebas experimentales.

El parámetro "p" proporciona la forma de la rama de endurecimiento por deformación, y se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$= \frac{ln\left(\frac{f_{su} - f_{s1}}{f_{su} - f_y}\right)}{ln\left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}\right)} \quad ; \qquad (20)$$

Donde:

f_{s1} y ε_{s1} son las coordenadas de un punto obtenido mediante una prueba experimental. La magnitud de la ordenada f_{s1} es aproximadamente el promedio de f_y y f_u (Rodríguez y Botero, 1996).

2.2.4 Cargas gravitacionales

La finalidad consiste en evaluar la capacidad sísmica de una estructura, este análisis implica en la aplicación gradual de cargas laterales incrementales a una estructura hasta que se alcanza una condición límite del colapso.

Metrado de cargas

El metrado de cargas según peso específico se refiere a la determinación de las cargas gravitatorias y su distribución del peso en la estructura antes de realizar el análisis sísmico.

Tabla 8. Peso específico unitario de los materiales.

Descripción	P. Unitario (γ)	Unidad
- Concreto armado	2.40	tn/m³
- Mármol	2.70	tn/m³
- Acero de refuerzo fy=4,200 kgf/cm²	7.85	tn/m³

Nota: RNE E.020 del metrado de cargas gravitacionales

La determinación del volumen V (*ec. 21*) de cada material prevalece para finalmente dar el peso absoluto en la estructura.

$$P_i = \gamma \cdot V \qquad \textit{Peso volumétrico de materiales} \qquad (21)$$

2.2.5 Desempeño sísmico

2.2.5.1 Carga lateral

La definición de los patrones de cargas laterales para el análisis estático no lineal Pushover, presenta de diferentes casos:

Distribución vertical de carga proporcional a los valores de C_{vx}.

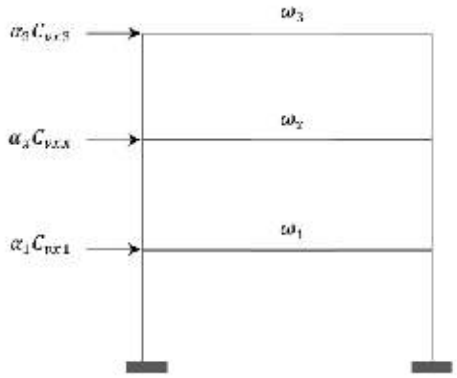


Fig. 32 Distribución de patrón de cargas laterales; CSI Structure SAP 2000

$C_{vxi} = \frac{\omega_x h_x^{\,2}}{\sum_{i=1}^{n} \omega_i h_i^{\,2}}$, se debe aplicar según el procedimiento del RNE E.030

Asimismo, se presentan más casos, sin embargo, con algunas restricciones para diferentes casos, siempre converge al resultado, Finalmente *[32]*.

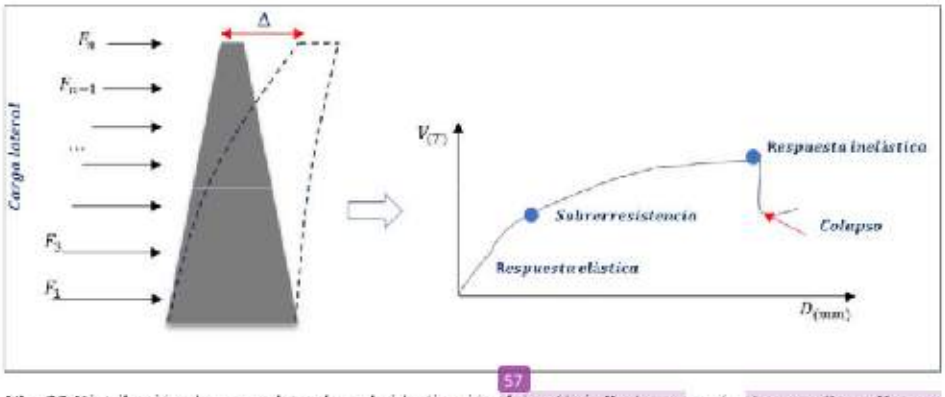


Fig. 33 Distribución de cargas laterales y la idealización del análisis Pushover según Arango, Paz y Duque, 2009

La *fig. 32*, representa la distribución de la carga lateral sísmica por niveles *[33]*.

2.2.5.2 Procedimiento del análisis

1. Se define un primer caso no lineal asociado a la carga gravitacional incluyendo la acción permanente y variable.

2. Se define un segundo caso no lineal asociado al patrón de carga lateral, de tal manera de que algunos elementos (o grupo de ellos) estén bajo esfuerzos alrededor del 10% de su resistencia. Este segundo caso inicia al final del caso gravitacional.

3. Se define un punto control ubicado por lo general en el tope de la edificación, donde se va a monitorear el desplazamiento en función al incremento de la fuerza cortante.

4. Se aplican la metodología de fibras en los elementos estructurales. En este caso se pueden seguir lo lineamientos de FEMA 356 o ASCE 41-13

5. Se obtiene la curva de capacidad (desplazamiento en el techo vs corte en la base).

2.2.5.3 Nodo de control

Un punto con coordenadas conocidas dentro la edificación, formado por la intersección de elementos estructurales, el cual se asigna para estar monitoreando los desplazamientos que ocurren al momento de un sismo. El nodo de control debe ubicarse en el centro de masa del techo o azotea de la edificación.

2.2.6 Curva de capacidad

Es la representación gráfica que relaciona la fuerza cortante en la base (cortante basal, V) y el desplazamiento (D) en el nivel superior de la estructura (ver figura 37). Este proceso proporciona al diseñador valores que le dan una visión más brillante del comportamiento de una estructura.

La capacidad total de una estructura depende de la resistencia y capacidades de deformación de sus componentes individuales, es decir, del concreto, acero y la combinación de ambos. Asimismo, la finalidad de obtener la curva de Capacidad es poder identificar la capacidad a la fluencia y la capacidad última de la estructura.

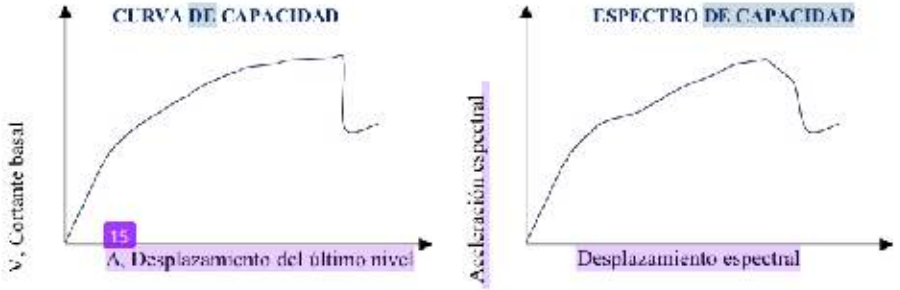


Fig. 34 Procedimiento para determinar la curva de capacidad.

2.2.7 Nivel de desempeño

Describe una condición límite de daño para una determinada edificación a un determinado sismo.

La condición límite se define mediante el nivel de daño físico de la estructura, la amenaza a la vida de los ocupantes, y la operabilidad que tendría después del evento sísmico. Están descritos de manera independiente, entre elementos estructurales y no estructurales, definidos con números para los estructurales, y letras para los no estructurales. Juntos conforman el Nivel de Desempeño de la Edificación.

Nivel de Desempeño de la Edificación = Nivel de Desempeño Estructural + Nivel de Desempeño No Estructural

2.2.7.1 Visión 2000 – SEAOC 1995

Los niveles de desempeño definidos por el Comité VISION 2000 son: **Totalmente Operacional, Operacional, Seguridad de Vida, Cerca al Colapso y Colapso.** Propone dividir la curva de capacidad en sectores asociados a los mismos. Para ello, en primer lugar, se define

el punto de fluencia efectiva (modelo bilineal). Luego, el tramo correspondiente al comportamiento inelástico es dividido en cuatro sectores *[22]*.

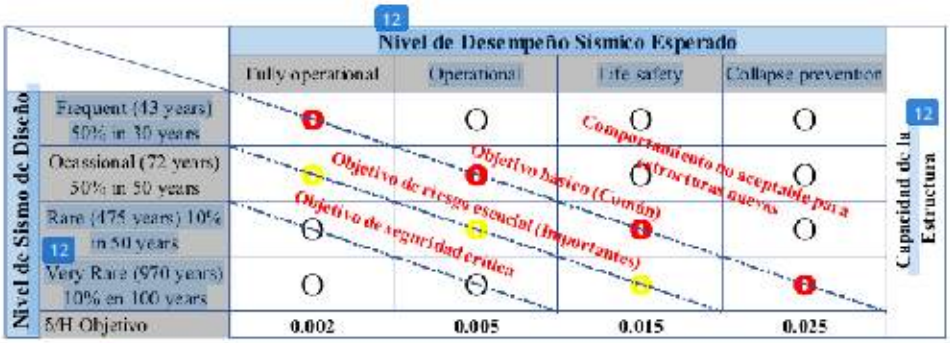


Fig. 35 Niveles de desempeño sísmico esperado según el comité de Visión 2000 del SEAOC 1995.

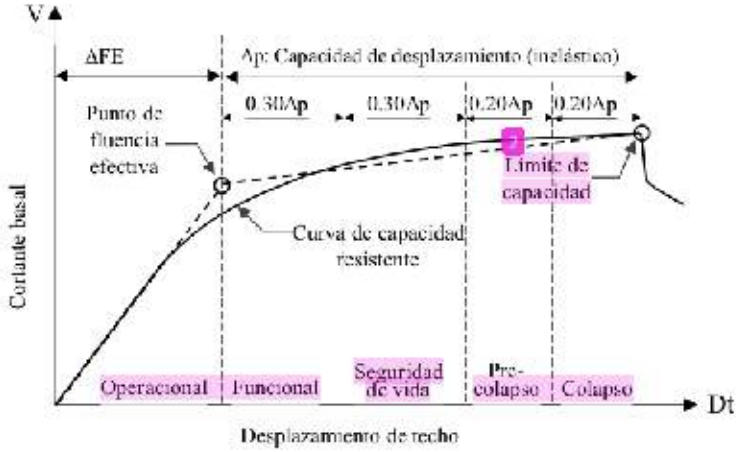


Fig. 36 Sectorización de la curva de capacidad según SEAOC 1999.

Tabla 9. Estados del daño y nivel de desempeño.

Estado del daño	Nivel de desempeño	Características principales
Despreciable	Totalmente operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daño ligero. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños, pero permanece estable, seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse

Severo	Pre-colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla en los elementos no estructurales. Seguridad de ocupante comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural

Nota: Información extraída desde el comité Visión 2000[22].

La tabla anterior (*tabla 9*), muestra los estados de daño y los niveles de desempeño *[22]*.

2.2.7.2 Propuesta ATC-40 (1996)

Tabla 10. Niveles de desempeño de la edificación.

Descripción	SP-1 Inmediata ocupación	SP-2 Daño Controlado (rango)	SP-3 Seguridad	SP-4 Seguridad Inmediata (rango)	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Inmediata Ocupación	1-B Inmediata Ocupación	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Nota: Información extraída desde el ATC-40[21].

Donde:

- 1-A. Operacional
- 1-B. Ocupación Inmediata
- 3-C. Seguridad de Vida
- 5-E. Prevención de Colapso
- (2-A, 2-B, etc.): otros niveles de desempeño posibles.

La designación NR corresponde a niveles de desempeño No Recomendables *[21]*.

Finalmente, la figura *112* representa la información extraída del *[37]* y *[38]*.

Fig. 37 Nivel de desempeño según ATC-40.

2.2.7.3 Evaluación por Análisis Estático Pushover (ASCE 41 y FEMA 273/356)

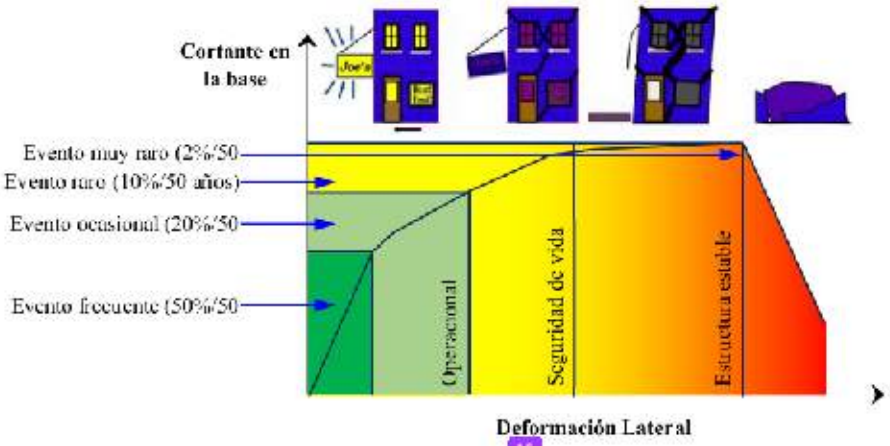


Fig. 38 Nivel de daño esperado según FEMA 273/356 y ASCE 41 17.

Tabla 11. Niveles de desempeño estructural.

Nivel de desempeño estructural	Designación	Descripción del estado de daños posteriores al terremoto

Ocupación inmediata	S-1	La estructura sigue siendo segura de ocupar y esencialmente conserva su resistencia y rigidez previas al terremoto.
Control de daños	S-2	Un estado de daño entre los niveles de desempeño S-3 y S-1. Los criterios de aceptación para la evaluación o modernización basados en el Nivel de Desempeño Estructural de Control de Daños se considerarán a medio camino entre los de Ocupación Inmediata y Seguridad Humana.
Seguridad vital	S-3	La estructura tiene componentes dañados, pero conserva un margen de seguridad ante la aparición de un colapso parcial o total.
Seguridad limitada	S-4	Un estado de daño entre los niveles de desempeño S-3 y S-5. Los criterios de aceptación para la evaluación o modernización basados en el Nivel de Desempeño Estructural de Seguridad Limitada se tomarán a medio camino entre los de Seguridad Humana y Prevención de Colapso.
Prevención de colapso	S-5	La estructura tiene componentes dañados y continúa soportando cargas de gravedad, pero no conserva ningún margen contra el colapso.
Desempeño estructural no considerado	S-6	Se utiliza cuando una evaluación o modernización no aborda la estructura.

Nota: Información extraída desde el ASCE 41 23[35].

La tabla anterior, consiste en l información extraída de *[35]*.

Tabla 12. Niveles de desempeño no estructurales.

Nivel de desempeño no estructural	Designación	Descripción del estado de daños posteriores al terremoto
Retención de posición	N-A	- Los componentes no estructurales pueden cumplir las funciones que desempeñaban en el edificio antes del terremoto. Se espera que los componentes no estructurales que cumplan con los criterios de aceptación de esta norma para Desempeño Operacional No Estructural (N-A) y los requisitos de ASCE 7, Capítulo 13, donde Ip 1.5, alcancen este estado posterior al terremoto.
Operacional	N-B	- Los componentes no estructurales pueden dañarse hasta el punto de que no puedan funcionar inmediatamente, pero están asegurados en su lugar para evitar daños causados por caídas, vuelcos o roturas de las conexiones de servicios públicos. Los sistemas de acceso al edificio y de seguridad humana, incluidas puertas, escaleras, ascensores, iluminación de emergencia, alarmas contra incendios y sistemas de extinción de incendios, generalmente permanecen disponibles y operativos, siempre que los servicios públicos y de energía estén disponibles. Se espera que los componentes no estructurales que cumplan con los criterios de aceptación de esta norma para el desempeño no estructural de retención de posición (N-B) y los requisitos de ASCE 7, Capítulo 13, alcancen este estado posterior al terremoto.

Seguridad vital	N-C	- Los componentes no estructurales pueden resultar dañados, pero el daño resultante no representa una amenaza para la seguridad de la vida. Se espera que los componentes no estructurales que cumplan con los criterios de aceptación de esta norma para el desempeño no estructural (N-C) de seguridad humana y los requisitos de ASCE 7, Capítulo 13, alcancen este estado posterior al terremoto.
Peligros reducidos	N-E	- Los componentes no estructurales están dañados y potencialmente podrían crear riesgos de caídas, pero los componentes no estructurales de alto riesgo identificados en ASCE 7, Tabla 13.1-1, están asegurados para evitar caídas en áreas de reunión pública o los riesgos de caídas de esos componentes podrían representar un riesgo para la seguridad de la vida de muchas personas. La preservación de la salida, la protección de los sistemas de extinción de incendios y cuestiones similares de seguridad humana no se abordan en este Nivel de Desempeño No Estructural.
Desempeño no estructural no considerado	N-D	- Se utiliza cuando una evaluación o modernización no aborda todos los componentes no estructurales a uno de los niveles de las secciones anteriores.

Nota: Información extraída desde el ASCE 41 23[35].

La tabla anterior, consiste en l información extraída de *[35]*.

Tabla 13. Objetivo de desempeño básico para edificios existentes (BPOE).

Categoría de riesgo	BSE-1E	BSE-2E
I y II	Desempeño estructural de seguridad humana. Desempeño no estructural de seguridad humana (3-C).	Desempeño estructural de prevención de colapso. Peligros Rendimiento no estructural reducido* (5-D).
III	Desempeño estructural de control de daños. Desempeño no estructural de retención de posición (2-B).	Rendimiento estructural de seguridad limitado. Peligros Rendimiento no estructural reducido* (4-D).
IV	Desempeño estructural de ocupación inmediata. Desempeño no estructural de retención de posición (1-B).	Desempeño estructural de seguridad humana. Peligros Rendimiento no estructural reducido* (3-D).

*Se considera cumplido el cumplimiento de las disposiciones de ASCE 7 para construcciones nuevas.

Nota: Información extraída desde el ASCE 41 23[35].

La tabla anterior, consiste en l información extraída de *[35]*.

Tabla 14. Definiciones de nivel de sismicidad.

Nivel de sismicidad*	S_{DS}	S_{D1}
Muy bajo	<0.167 g	<0.067 g
Bajo	≥0.167 g <0.33 g	≥0.067 g <0.133 g
Moderado	≥0.33 g <0.50 g	≥0.133 g <0.20 g
Alto	≥0.50 g	≥0.20 g

*Regirá el nivel más alto de sismicidad definido por SDS o SD1.

Nota: Información extraída desde el ASCE 41-23[37].

La tabla anterior, consiste en l información extraída de *[35]*.

2.2.8 Punto de desempeño sísmico

La identificación del punto de desempeño asociado a la respuesta sísmica máxima que experimentará la edificación durante el movimiento sísmico especificado, se podrá decidir en función del nivel de desempeño esperado, la aceptabilidad o necesidad de intervención en una edificación.

Es fundamental establecer una gráfica en formato ADRS "Acceleration-Displacement Response Spectrum" *fig. 39*, donde se pueda convertir la demanda y la capacidad en términos de aceleraciones y desplazamientos espectrales (Sa vs Sd).

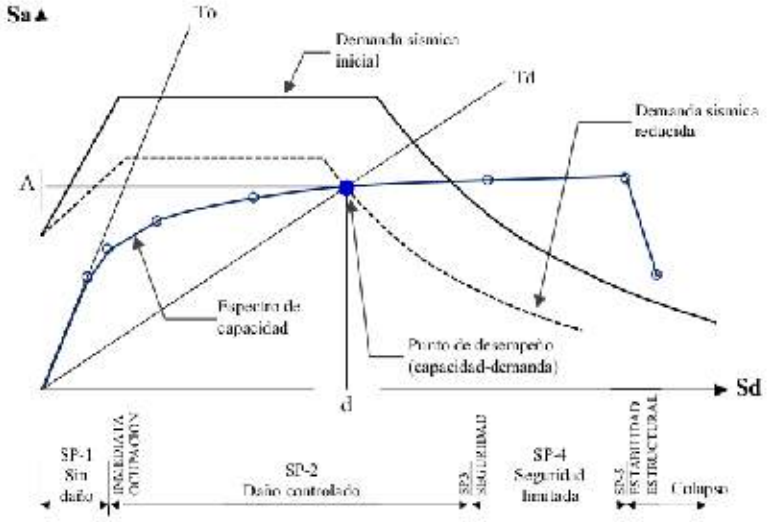


Fig. 39 Representación del método del espectro de capacidad.

2.2.9 Peligro sísmico

El Perú de manera cataloga se encuentra en una zona de mayor actividad sísmica, donde implica una amenaza latente para la vida de los peruanos, donde los efectos del movimiento sísmico pueden sentirse a varios kilómetros de su origen, asimismo, no sabemos, aun, cuándo y de que tamaño será el siguiente sismo.

2.2.9.1 Definiciones

La amenaza (sísmica) es la probabilidad de que se manifiesten eventos con determinada intensidad en un lugar en un lapso específico.

El peligro o la amenaza sísmica están asociados a la ocurrencia eventual de sismos de distintas magnitudes y generados en distintas ubicaciones. Dado el carácter incierto de la ocurrencia de los sismos futuros, los modelos probabilistas son la mejor alternativa para construir modelos de amenaza *[36]*.

Por lo tanto, es común utilizar un enfoque probabilístico.

2.2.9.2 Determinación de espectros de peligro uniforme y su importancia

El procedimiento para determinar se utiliza la metodología de estimación directa (probabilístico) y por medio de las intensidades de eventos.

$$\nu(a) = \sum_{eventos} Prob[A > a|eventos] \cdot Frecuencia_{eventos} \quad ; \qquad (22)$$

Para estimar la tasa de excedencia, la intensidad se debe conocer (función de densidad de) distribución de probabilidades de la intensidad dado que ocurrió en un evento determinado:

$$f\,(a|evento\ i) \quad ; \qquad (23)$$

Por otro lado, se debe conocer la frecuencia o tasa de ocurrencia del evento en cuestión.

$$F_i \quad ; \qquad (24)$$

2.2.9.3 Ground motion prediction equations – GMPE

Son relaciones matemáticas que permiten estimar la intensidad de un evento en cualquier punto dentro del área de influencia del sismo.

Las relaciones o leyes de atenuación más modernas son espectrales, es decir, la media de intensidad es la aceleración espectral *[36]*.

Fig. 40 Ground motion prediction equations GMPE.

La distribución de probabilidad de intensidad puede obtenerse usando GMPEs o relaciones de atenuación, que son formas de estimar la intensidad en función de la magnitud, la distancia y otros parámetros de las fallas *[36]*.

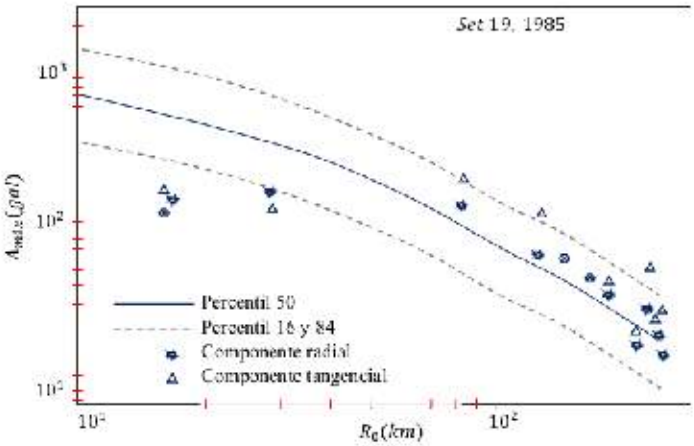


Fig. 41 GMPE del sismo de México, 19 de setiembre de 1985, diapositiva, Antonio Zevallos Cabrera, programa maestría PUCP, 2020.

Las leyes de atenuación no son predicciones precisas (no son determinísticas) por tanto, son estimaciones probabilísticas (llena de incertidumbre) y solo nos ayudan a determinar cuál es el valor medio esperado y se necesita determinar el tamaño de la incertidumbre para hacer que la mayoría de los valores que se hayan registrado encajen (caigan dentro de lo que esperamos como resultado probabilístico) *[36]*.

Por tanto, una ley de atenuación no está completa si no tiene las siguientes partes (*ec. 25*):

- La formulación del valor esperado. (linea oscura)
- Una referencia a la incertidumbre (desviación estándar línea entrecortado)

$$Log(A|M,R) = a_0 + a_1 \cdot M - a_2 \cdot Log(R) - a_3 \cdot R + e$$

$Log(A|M,R)$; (25)

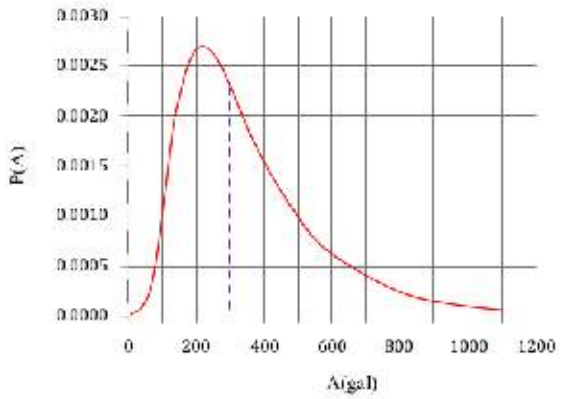


Fig. 42 Curva de estimación probabilística de la aceleración espectral. Diapositiva, Antonio Zevallos Cabrera, programa maestría PUCP, 2020.

Se asume para e para una distribución normalmente distribuida con media.

Las leyes de la atenuación son generales de ecuaciones probabilísticas y el resultado también es probabilístico; en una ecuación con incertidumbre probabilística, el resultado no es un número como sí lo es en el caso de una función deterministica.

En una ecuación probabilistica no tenemos un dato, tenemos unos resultados que nos permiten construir una distribución de probabilidad de la variable es se está analizando (intensidades P(A)).

Los resultados de las leyes de atenuación se obtienen el valor esperado de la intensidad y de la desviación estándar, con esos dos resultados se podrá estimar la distribución de probabilidad de la variable que se analiza (intensidad).

La distribución de probabilidad proporciona información para niveles de intensidad bastantes altos (incluso en eventos pequeños hay una probabilidad de que la intensidad sea muy grande de comportamiento anómalo), los resultados más importantes de cualquier cálculo se sitúan en el valor medio (gral. Anterior: Valor medio ≈ 300 gal).

La probabilidad permite calcular el valor que se está buscando qué es la probabilidad de alcanzar o sobrepasar determinando nivel de intensidad, si se produce un evento, se aplica las

leyes de atenuación y se obtiene la distribución de intensidad (con valor medio en distribución estándar).

Para calcular la amenaza sísmica se necesita fijar un nivel de intensidad, entonces debo calcular la probabilidad que tiene ese evento de tomar la intensidad iguales o mayores al valor de referencia (*ec. 26*).

$$\nu(a) = \sum_{eventos} Prob[A > a|eventos] \cdot Frecuencia_{eventos}$$

$$\nu(a) \quad ; \quad (26)$$

Que pueden ser 0.3g, 0.4g, 0.5g, etc. Y eso solamente se puede hacer si es que tengo la función de probabilidades que se obtiene al aplicar las leyes de atenuación; en el Perú se utiliza las dos principales leyes de atenuación *[36]*.

2.2.9.4 Probabilidad de excedencia y período de retorno medio

La probabilidad de excedencia y el período de retorno medio son herramientas cruciales para la evaluación y gestión del riesgo sísmico. Estos conceptos permiten a los ingenieros y planificadores tomar decisiones informadas sobre el diseño y la rehabilitación de estructuras para mejorar la resiliencia frente a terremotos *[35]* (*ec. 27 al 28*).

$$a_{diseño} = 0.3 \cdot g \quad ; \quad (27)$$

$$E = \frac{T(años)}{\ln(1 - P_E)} \quad ; \quad (28)$$

Tabla 15. Probabilidad de excedencia y periodo de retorno medio.

Probabilidad de excedencia	Periodo de retorno medio (años)
50%/30 años	43
50%/50 años	72
20%/50 años	225
10%/50 años	475
5%/50 años	975
2%/50 años	2,475

Nota: Información extraída desde el ASCE 41-23[35].

En general, para la determinación del análisis probabilístico del peligro sísmico, se desarrolla en función procedimiento de la siguiente figura, *[38]* (*fig. 46*).

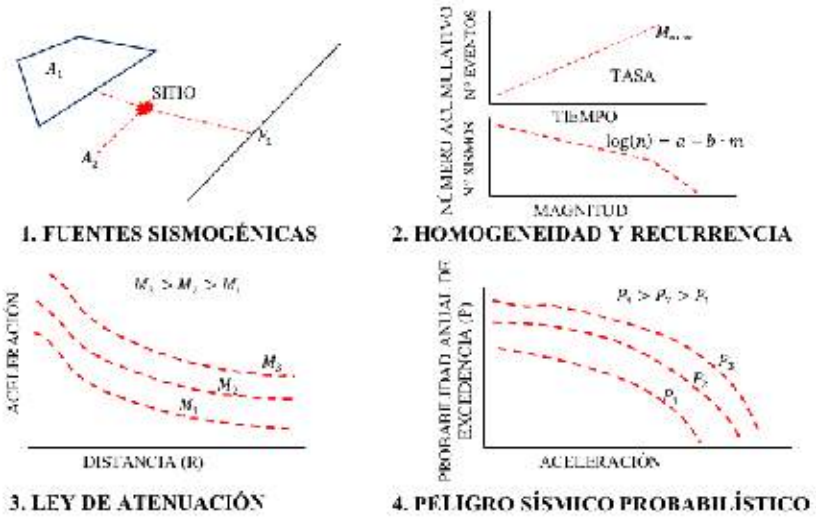


Fig. 43 Esquema de evaluación de peligro sísmico probabilístico. Miguel A. Roncal, 2017.

2.2.9.5 Fuentes sismogénicas

Es la línea, zona o volumen geográfico que presenta similitudes geológicas, geofísicas y sísmicas que poseen un potencial sísmico homogéneo en toda la fuente, es decir, en las que el proceso de generación y recurrencia de sismos es espacial y temporalmente homogéneo. Definir la geometría de la fuente sismogénica es fundamental para la evaluación del peligro sísmico, debido a que proporcionan los principales parámetros físicos que controlan la sismotectónica de la región en estudio (IGP, 2014).

El estudio propone 33 nuevas fuentes sismogénicas según la distribución espacial de la sismicidad asociada al proceso de subducción (interface), principales sistemas de fallas (corticales) y la geometría de la placa de Nasca por debajo del continente (intraplaca). Finalmente, las fuentes sismogénicas se distribuyen de la siguiente manera: F-1 a F-8 para la sismicidad interface, F-9 a F-19 para la sismicidad asociada a la deformación cortical y F-20 a F-33 para la sismicidad intraplaca (*fig. 45 y 46*), *[39]*.

Para cada magnitud (M) en la fuente, existe un número de terremotos (N) cuya magnitud es mayor o igual que M (ecuación de recurrencia). Ahora bien, cada uno de estos terremotos causará, en el lugar de interés, una aceleración "a" (o una Intensidad "i") que se puede estimar

empleando una ecuación de atenuación. Por lo tanto, se puede establecer una relación directa entre un valor de la aceleración "a" en el punto de estudio y el número de terremotos que harán que se supere este valor de "a". Finalmente, empleando esta relación se puede establecer la función de probabilidades buscada P(A>a).

A manera de ejemplo, en la figura se muestra un emplazamiento "E" distante X Km. de una fuente sismogénica.

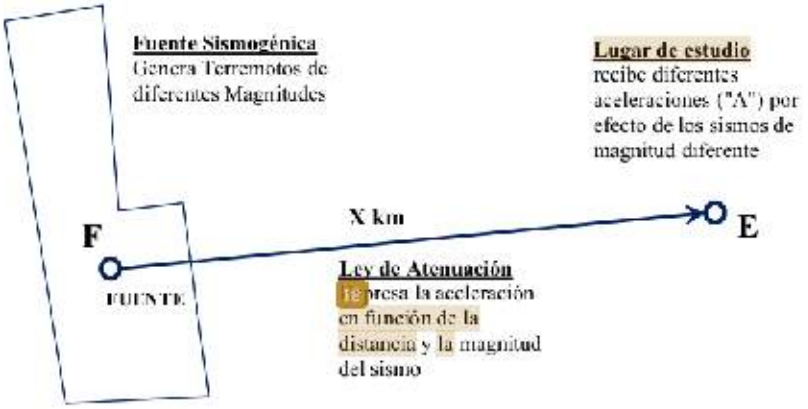


Fig. 44 Fuente sismogénica que genera aceleraciones variadas en el lugar en estudio del manual de IGP de 2014.

Si para $4.5 \leq M \leq 8.0$ de intensidad, la ecuación de recurrencia para la fuente es (*ec. 29*):

$$N = e^{17.58005-3.21 \cdot Ms} \quad ; \qquad (29)$$

Y la ecuación de atenuación apropiada es (*ec. 30*):

$$a = 68.7e^{0.8M}(R+25)^{-1} \quad ; \qquad (30)$$

Las coordenadas de las fuentes sismogénicas se presentan en la Tabla 3.

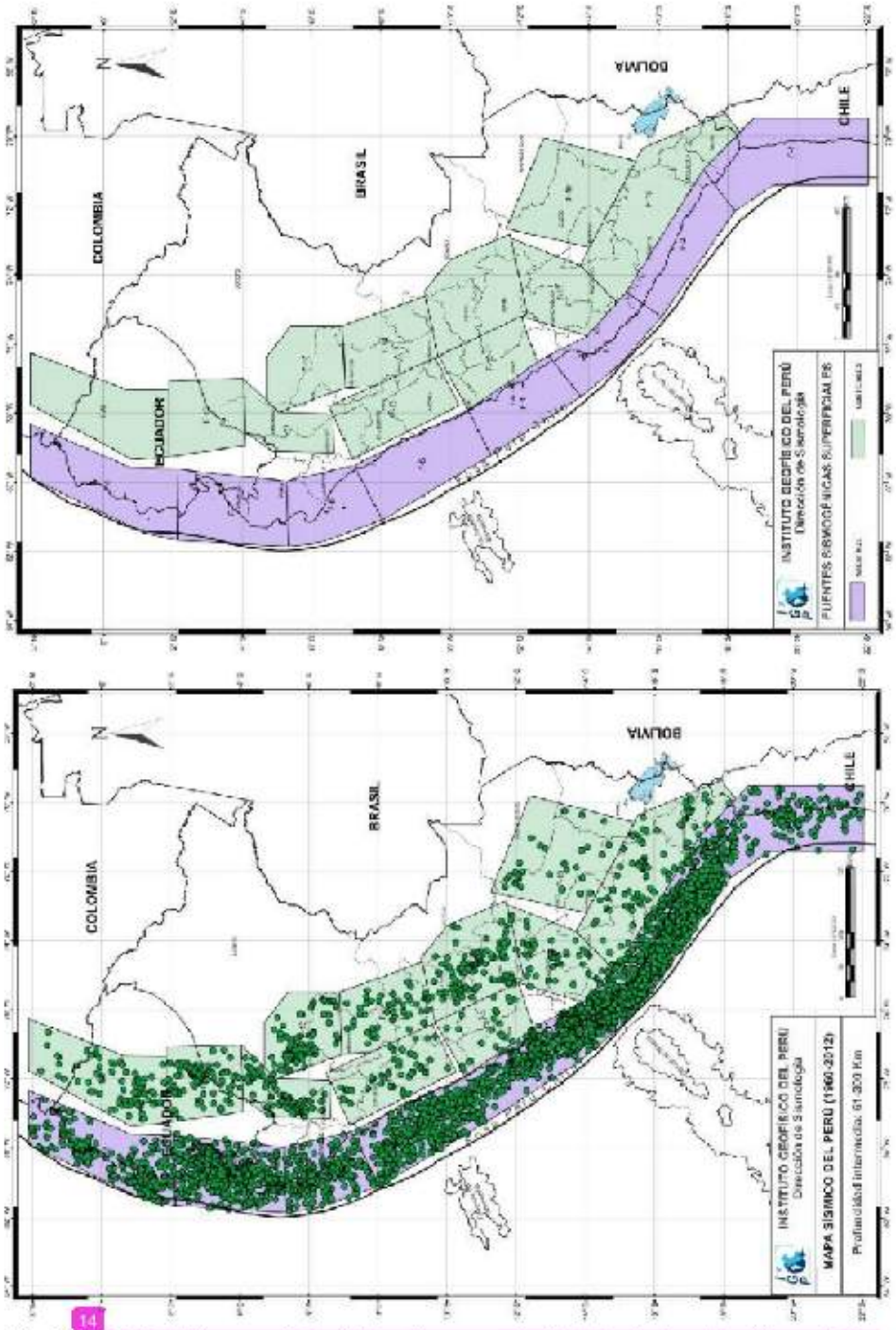


Fig. 45 Sismicidad de foco superficial: distribución y geometría de las fuentes de subducción y corticales.

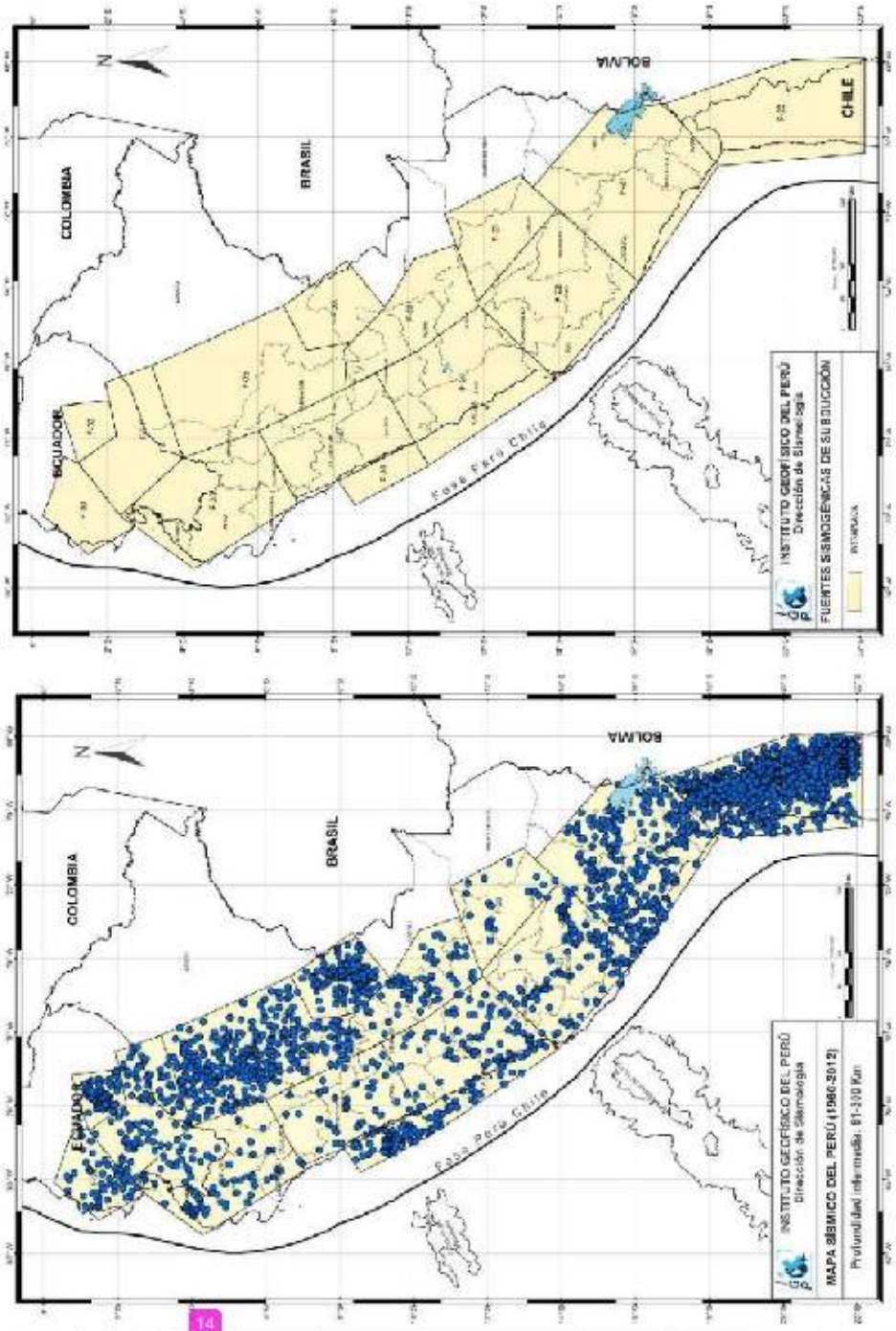


Fig. 46 Sismicidad de foco intermedio: distribución y geometría de las fuentes intraplaca según IGP 2014.

Tabla 16. Coordenadas geográficas de las fuentes de subducción (Interface).

F-1	-71.41	-19.345	30
	-71.411	-22.049	30
	-69.498	-22.049	75
	-69.497	-18.743	75
	-70.983	-17.299	75
	-72.171	-18.202	30
F-2	-72.171	-18.202	30
	-70.983	-17.299	75
	-74.502	-15.081	75
	-75.236	-16.088	30
F-3	-76.609	-14.878	30
	-75.236	-16.088	30
	-74.502	-15.081	75
	-75.779	-13.943	75
	-76.334	-12.818	75
	-77.526	-13.767	30
F-4	-77.526	-13.767	30
	-76.334	-12.818	60
	-77.915	-10.509	60
F-5	-79.214	-11.167	30
	-79.214	-11.167	30
	-77.915	-10.509	60
	-79.509	-7.226	60
	-81.085	-8.035	30
F-6	-81.736	-6.249	30
	-81.085	-8.035	30
	-79.509	-7.226	60
	-79.961	-5.274	60
	-81.844	-5.343	30
F-7	-81.844	-5.343	30
	-79.961	-5.274	60
	-79.618	-2.098	60
	-81.671	-2.121	30
F-8	-81.442	-1.142	25
	-81.671	-2.121	25
	-79.618	-2.098	60
	-79.573	-0.806	60
	-78.325	2.111	60
	-79.873	2.111	25

F-9	-79.341	-0.829	30
	-79.258	-1.884	30
	-77.334	-1.884	30
	-77.317	-0.646	30
	-76.257	2.111	30
	-77.752	2.111	30
F-10	-78.935	-4.101	30
	-78.554	-4.085	30
	-77.001	-4.032	30
	-77.072	-1.884	30
	-77.334	-1.884	30
	-79.258	-1.884	30
F-11	-79.095	-4.867	30
	-79.145	-6.625	30
	-78.038	-6.605	30
	-77.982	-5.058	30
	-77.628	-4.693	30
	-77.001	-4.032	30
	-78.554	-4.085	30
F-12	-77.982	-5.058	30
	-77.278	-6.96	30
	-75.476	-6.889	30
	-75.479	-5.407	30
	-76.383	-4.693	30
	-77.628	-4.693	30
F-13	-77.787	-10.26	30
	-76.41	-9.571	30
	-77.207	-7.813	30
	-77.805	-8.499	30
	-78.038	-8.605	30
	-79.327	-7.181	30
	-77.207	-7.813	30
	-76.41	-9.571	30
F-14	-76.346	-9.655	30
	-74.627	-9.275	30
	-75.476	-6.889	30
	-77.278	-6.96	30

F-15	-76.549	-12.512	30
	-75.205	-12.049	30
	-76.346	-9.655	30
	-77.915	-10.509	30
F-16	-75.205	-12.049	30
	-75.126	-12.226	30
	-72.954	-11.734	30
	-72.841	-11.707	30
	-73.562	-10.009	30
	-74.482	-9.247	30
	-74.627	-9.275	30
	-76.346	-9.655	30
17	-75.779	-13.943	30
	-74.812	-14.802	30
	-73.733	-13.741	30
	-72.954	-11.734	30
	-75.126	-12.226	30
	-75.205	-12.049	30
18	-74.502	-15.081	30
	-70.983	-17.299	30
	-69.904	-18.347	30
	-69.497	-18.036	30
	-69.354	-17.937	30
	-70.352	-15.541	30
	-70.575	-15.422	30
	-73.194	-14.027	30
	-73.733	-13.741	30
	-74.812	-14.802	30
19	-70.575	-15.422	30
	-69.801	-12.399	30
	-72.582	-11.26	30
	-73.194	-14.027	30

Nota: Información obtenida del manual de Evaluación del Peligro Sísmico en Perú[45].

Tabla 17. Continuación. Coordenadas geográficas de las fuentes de Subducción Intraplaca.

20	-70.436	-22.128	85
	-67.88	-22.128	200
	-67.951	-20.193	200
	-69.114	-16.825	200
21	-70.771	-18.23	85
	-70.771	-18.23	85
	-69.114	-16.825	200
	-69.31	-15.051	200
	-71.342	-13.296	200
	-71.926	-13.951	200
	-73.879	-16.142	85
22	-73.879	-16.142	95
	-71.926	-13.951	120
	-74.423	-11.798	120
	-74.502	-11.872	120
	-76.46	-13.924	80
23	-71.926	-13.951	120
	-71.342	-13.296	150
	-71.009	-12.98	150
	-72.064	-10.979	150
	-72.876	-11.261	150
	-74.423	-11.798	120
24	-76.46	-13.924	90
	-74.502	-11.872	120
	-75.688	-10.259	120
	-76.295	-9.127	120
	-78.118	-10.165	120
	-78.75	-10.525	80

25	-75.688	-10.259	120
	-74.502	-11.872	120
	-72.876	-11.261	140
	-73.243	-10.157	140
	-74.548	-9.38	140
	-75.482	-8.455	140
	-75.666	-8.275	140
	-76.674	-8.355	120
26	-78.75	-10.525	80
	-78.118	-10.165	100
	-79.147	-8.121	100
	-79.794	-8.578	80
27	-79.147	-8.121	100
	-78.118	-10.165	100
	-76.295	-9.127	120
	-76.674	-8.355	120
	-77.827	-6.009	120
	-79.613	-6.977	100
28	-74.548	-9.38	150
	-73.299	-8.35	180
	-74.486	-6.677	180
	-75.68	-7.275	180
	-75.482	-8.455	150
29	-77.827	-6.009	120
	-76.674	-8.355	120
	-75.666	-8.275	150
	-75.482	-8.455	150
	-75.68	-7.275	150
	-74.486	-6.677	150
	-76.091	-3.168	150
	-78.538	-4.004	120

30	-79.747	-7.047	80
	-79.613	-6.977	100
	-77.827	-6.009	120
	-78.538	-4.004	120
	-80.081	-2.332	120
	-80.375	-2.741	120
	-81.496	-4.303	80
31	-78.538	-4.004	120
	-76.091	-3.168	150
	-76.531	-1.928	150
	-77.011	-2.034	150
	-77.941	-2.242	150
	-78.67	-1.212	150
	-80.081	-2.332	120
32	-77.941	-2.242	150
	-77.011	-2.034	150
	-77.157	-0.734	150
	-78.67	-1.212	150
33	-80.375	-2.741	80
	-80.081	-2.332	120
	-78.67	-1.212	120
	-78.509	-0.823	120
	-80.077	-0.286	120
	-81.089	-1.48	80

Nota: Información obtenida del manual de Evaluación del Peligro Sísmico en Perú[43].

Tabla 18. Fuentes sismogénicas de interface, corticales y de intraplaca.

Fuente	Tipo de fuente	Fuente	Tipo de fuente	Fuente	Tipo de fuente
F-1	Subducción - Interface	F-12	Cortical	F-23	Subducción - Intraplaca
F-2	Subducción - Interface	F-13	Cortical	F-24	Subducción - Intraplaca
F-3	Subducción - Interface	F-14	Cortical	F-25	Subducción - Intraplaca
F-4	Subducción - Interface	F-15	Cortical	F-26	Subducción - Intraplaca
F-5	Subducción - Interface	F-16	Cortical	F-27	Subducción - Intraplaca
F-6	Subducción - Interface	F-17	Cortical	F-28	Subducción - Intraplaca
F-7	Subducción - Interface	F-18	Cortical	F-29	Subducción - Intraplaca
F-8	Subducción - Interface	F-19	Cortical	F-30	Subducción - Intraplaca
F-9	Cortical	F-20	Subducción - Intraplaca	F-31	Subducción - Intraplaca
F-10	Cortical	F-21	Subducción - Intraplaca	F-32	Subducción - Intraplaca
F-11	Cortical	F-22	Subducción - Intraplaca	F-33	Subducción - Intraplaca

Nota: Información obtenida del manual de Evaluación del Peligro Sísmico en Perú[6].

2.2.9.6 *Homogeneidad y recurrencia sísmica*

Para evaluar la variabilidad de las magnitudes de los eventos sísmicos que cada fuente pueda generar es indispensable evaluar la recurrencia sísmica de la fuente. La recurrencia sísmica representa el número de eventos mayores o iguales a alguna magnitud dentro de la fuente y está definida por la pendiente (b) de la relación de recurrencia de Gutenberg y Richter, la tasa media anual de actividad sísmica (λ_0), y la magnitud mínima y máxima $(M_0;\ M_{máx})$ *[37]*.

La expresión que define la relación de recurrencia de la actividad sísmica de un determinado lugar es:

Tabla 19. Parámetros sismológicos de las fuentes sismogénicas definidas en el presente estudio.

FUENTES	Mw				FUENTES	Mw			
	Mmin	Mmax	β	Tasa		Mmin	Mmax	β	Tasa
F-1	5.2	8.8	1.84	2.03	F-18	4.8	5.5	2.83	1.48
F-2	4.3	8.2	1.66	11.54	F-19	5	6	2.29	0.3
F-3	4.3	8	1.78	12.83	F-20	4.4	7	1.88	22.14
F-4	4.3	8.6	1.69	4.24	F-21	5.2	6.8	2.6	4.32
F-5	4.3	7.7	1.6	9.09	F-22	5.1	6	2	2.02
F-6	4.3	7	2.07	4.48	F-23	4.6	6	0.95	0.18
F-7	4.3	7	2.35	9.18	F-24	5.2	6.8	2.37	1.08
F-8	4.3	8	1.48	4.2	F-25	5	6	2.79	1.38
F-9	4.8	6.8	1.7	1.08	F-26	5.3	6	3.38	0.74
F-10	5.2	6.8	2.49	0.78	F-27	4.3	6	2.06	0.86
F-11	4.3	5.8	2.86	1.72	F-28	5.1	7	2.67	3
F-12	5.2	6.5	2.81	1.74	F-29	4.3	7.2	1.69	6.78

F-13	4.3	7.2	1.94	0.84	F-30	5.1	7.5	3.41	1.32
F-14	4.8	5.5	2.35	0.76	F-31	5.3	7	2.62	1.14
F-15	4.4	5.5	4.74	0.36	F-32	4.3	6	2.25	0.96
F-16	5.2	5.5	2.74	1.6	F-33	4.8	6	1.92	1.6
F-17	5.2	5.5	4.01	0.44					

Nota: Información obtenida del manual de Evaluación del Peligro Sísmico en Perú[47].

2.2.9.7 Ley de atenuación

a) LEY DE ATENUACIÓN DE YOUNGS

La ley de atenuación de Youngs que es desarrollado para zonas de subducción donde los temblores son ocasionados por el proceso de subducción que se presenta en la costa peruana *[39 pag. 31]*.

Ley de atenuación para roca (*ec. 31*):

$$Ln(Sa) = 0.2418 + 1.414 \cdot M + C_1 + C_2 \cdot (10 - M)^3 + C_3 \cdot Ln\left(r_{rup} + 1.7818 \cdot e^{0.554 \cdot M}\right) + 0.00607 \cdot H + 0.3846 \cdot Z_T$$

$Ln(Sa)$ *Para material roca* (31)

Ley de atenuación para suelo (*ec. 32*):

$$Ln(Sa) = -0.6687 + 1.438 \cdot M + C_1 + C_2 \cdot (10 - M)^3 + C_3 \cdot Ln(R + 1.097 \cdot e^{0.617M}) + 0.00648 \cdot H + 0.3643 \cdot Z_T$$

$Ln(Sa)$ *Para material suelo* (32)

Desviación estándar (*ec. 33*):

$$Desviación = C_4 + C_5 \cdot M \quad ; \quad (33)$$

(para magnitudes mayores que $M_w = 8.0$ igualar al valor correspondiente para $M_w = 8$).

Donde:

- y : aceleración espectral
- M : magnitud momento (Mw)
- r_{rup} : distancia más cercana al área de rotura (km)
- H : Profundidad (km)
- Z_T : tipo de fuente, 0 para interface y 1 para intraplaca

Tabla 20. Ley de atenuación de Youngs.

Periodo (s)	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5
0.000	0.000	0.0000	-2.552	1.450	-0.1
0.075	1.275	0.0000	-2.707	1.450	-0.1
0.100	1.188	-0.0011	-2.655	1.450	-0.1
0.200	0.722	-0.0027	-2.528	1.450	-0.1
0.300	0.246	-0.0036	-2.454	1.450	-0.1
0.400	-0.115	-0.0043	-2.401	1.450	-0.1
0.500	-0.400	-0.0048	-2.360	1.450	-0.1
0.750	-1.149	-0.0057	-2.286	1.450	-0.1
1.000	-1.736	-0.0064	-2.234	1.450	-0.1
1.500	-2.634	-0.0073	-2.160	1.500	-0.1
2.000	-3.328	-0.0080	-2.107	1.550	-0.1
3.000	-4.511	-0.0089	-2.033	1.650	-0.1

Nota: Información de la ley de atenuación de Youngs 1997[9].

La ley de atenuación de youngs determina un valor espectral, en vista que, depende del periodo estructural de la edificación, para el cálculo de la aceleración a nivel del suelo, se debe tomar los valores de la fila 1 de la tabla anterior.

b) LEY DE ATENUACIÓN DE SADIGH

Utilizado para temblores corticales, que son temblores no causados por el proceso de subducción, sino por el proceso de fallamiento local, como fallas que están regadas en toda la serranía peruana, en zonas periferias a los volcanes que se presenta bastantes actividades corticales, actividades que se presentan muy superficiales. La ley considera relaciones espectrales de respuesta horizontal al 5% de amortiguamiento para sismos corticales *[39 pag. 32]*.

Ley de Atenuación para roca (*ec. 34*):

$$Ln(Sa) = C_1 + C_2 \cdot M + C_3 \cdot (8.5 - M)^{2.5} + C_4 \cdot Ln\left(r_{rup} + e^{C_5 + C_6 \cdot M}\right) + C_7 Ln(r_{rup} + 2)$$

$$Ln(Sa) \qquad ; \qquad (34)$$

Ley de Atenuación para depósitos de suelos firmes profundos (*ec. 35*):

$$Ln(Sa) = C_1 + C_2 \cdot M - C_3 \cdot Ln\left(r_{rup} + C_4 \cdot e^{C_5 \cdot M}\right) + C_6 + C_7 \cdot (8.5 - M)^{2.5}$$

$$Ln(Sa) \tag{35}$$

Donde:

- Sa : aceleración espectral en (g)
- M : magnitud del momento (Mw)
- r_{rup} : distancia mas cercana al área de rotura (km)

Tabla 21. Ley de atenuación de Sadigh.

Periodo (s)	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6	C_7	Desv. estándar (σ)
PGA	-2.17 para falla normal -1.92 para fallas inversas	1.0	1.7	2.186 si M≤6.5 0.383 si M>6.5	0.32 si M≤6.5 0.5882 si M>6.5	0.0	0.0	1.52-0.16M
0.075	-2.17 para falla normal -1.92 para fallas inversas	1.0	1.7	2.186 si M≤6.5 0.383 si M>6.5	0.32 si M≤6.5 0.5882 si M>6.5	0.4572	0.005	1.54-0.16M
0.1	-2.17 para falla normal -1.92 para fallas inversas	1.0	1.7	2.186 si M≤6.5 0.383 si M>6.5	0.32 si M≤6.5 0.5882 si M>6.5	0.6395	0.005	1.54-0.16M
0.2	-2.17 para falla normal -1.92 para fallas inversas	1.0	1.7	2.186 si M≤6.5 0.383 si M>6.5	0.32 si M≤6.5 0.5882 si M>6.5	0.9187	-0.004	1.565-0.16M
0.3	-2.17 para falla normal -1.92 para fallas inversas	1.0	1.7	2.186 si M≤6.5 0.383 si M>6.5	0.32 si M≤6.5 0.5882 si M>6.5	0.9547	-0.014	1.58-0.16M
0.4	-2.17 para falla normal -1.92 para fallas inversas	1.0	1.7	2.186 si M≤6.5 0.383 si M>6.5	0.32 si M≤6.5 0.5882 si M>6.5	0.9251	-0.024	1.595-0.16M
0.5	-2.17 para falla normal -1.92 para fallas inversas	1.0	1.7	2.186 si M≤6.5 0.383 si M>6.5	0.32 si M≤6.5 0.5882 si M>6.5	0.8494	-0.033	1.61-0.16M
0.75	-2.17 para falla normal -1.92 para fallas inversas	1.0	1.7	2.186 si M≤6.5 0.383 si M>6.5	0.32 si M≤6.5 0.5882 si M>6.5	0.7010	-0.051	1.635-0.16M
1	-2.17 para falla normal -1.92 para fallas inversas	1.0	1.7	2.186 si M≤6.5 0.383 si M>6.5	0.32 si M≤6.5 0.5882 si M>6.5	0.5665	-0.065	1.66-0.16M
1.5	-2.17 para falla normal -1.92 para fallas inversas	1.0	1.7	2.186 si M≤6.5 0.383 si M>6.5	0.32 si M≤6.5 0.5882 si M>6.5	0.3235	-0.090	1.69-0.16M
2	-2.17 para falla normal -1.92 para fallas inversas	1.0	1.7	2.186 si M≤6.5 0.383 si M>6.5	0.32 si M≤6.5 0.5882 si M>6.5	0.1001	-0.108	1.704-0.16M
3	-2.17 para falla normal -1.92 para fallas inversas	1.0	1.7	2.186 si M≤6.5 0.383 si M>6.5	0.32 si M≤6.5 0.5882 si M>6.5	-0.2801	-0.139	1.71-0.16M
4	-2.17 para falla normal -1.92 para fallas inversas	1.0	1.7	2.186 si M≤6.5 0.383 si M>6.5	0.32 si M≤6.5 0.5882 si M>6.5	-0.6274	-0.160	1.71-0.16M

Nota: Información de la ley de atenuación de Sadigh 1997[59].

Observación 1: Análisis del β de Gutemberg & Ritcher

Se procede a la descarga de los registros sísmicos de la plataforma de IGP desde la magnitud 4.5 hasta el máximo desde 1960 hasta la actualidad, y cercanos a la fuente N-17 *[36 pag. 64]*.

Tabla 22. Coordenadas de la Fuente 17.

LONGITUD	LATITUD
-75.779	-13.943
-74.812	-14.802
-73.733	-13.741
-72.954	-11.734
-75.126	-12.226
-75.205	-12.049
-75.779	-13.943

Nota: Información obtenida del manual de Evaluación del Peligro Sísmico en Perú[6].

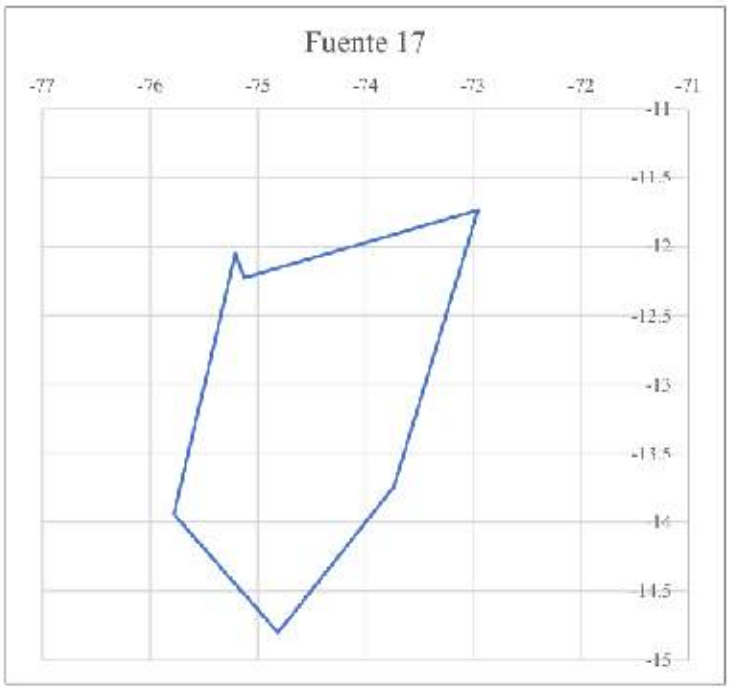


Fig. 47 Gráfico de la fuente 17.

Tabla 23. Información parcial de los registros sísmicos de la plataforma IGP.

Fecha UTC	Año	hora UTC	longitud (°)	latitud (°)	profundidad (km)	magnitud (M)
17/06/1961	1961	10:56:30.00	-75.3	-12	29	5.5
07/06/1966	1966	01:56:23.00	-74.3	-12.3	27	4.5
13/12/1966	1966	10:59:07.00	-74.9	-12.1	21	4.8
30/07/1967	1967	21:58:50.00	-74.947	-12.069	30	4.9
21/09/1968	1968	14:44:31.00	-75.087	-11.888	41	5.3
24/07/1969	1969	06:33:10.00	-75.11	-11.922	6	5.1
24/07/1969	1969	02:59:23.00	-75.104	-11.875	7	6.1
24/07/1969	1969	04:32:39.00	-75.136	-11.916	27	5
24/07/1969	1969	08:00:45.00	-75.122	-11.931	42	4.9
01/08/1969	1969	02:22:42.00	-75.229	-11.984	0	5.1
01/08/1969	1969	05:58:35.00	-75.106	-11.745	33	4.7
01/08/1969	1969	19:02:18.00	-75.251	-11.889	39	5.3
28/09/1969	1969	11:52:58.00	-74.246	-11.952	16	5.2
01/10/1969	1969	08:28:17.00	-75.077	-11.818	11	5.9
01/10/1969	1969	17:04:48.00	-75.205	-11.752	15	5.3
01/10/1969	1969	05:05:47.00	-75.217	-11.873	15	6.3

Nota: Información obtenida desde la Página web del IGP[9].

Ver la tabla anterior en la hoja Excel de la información total en los anexos.

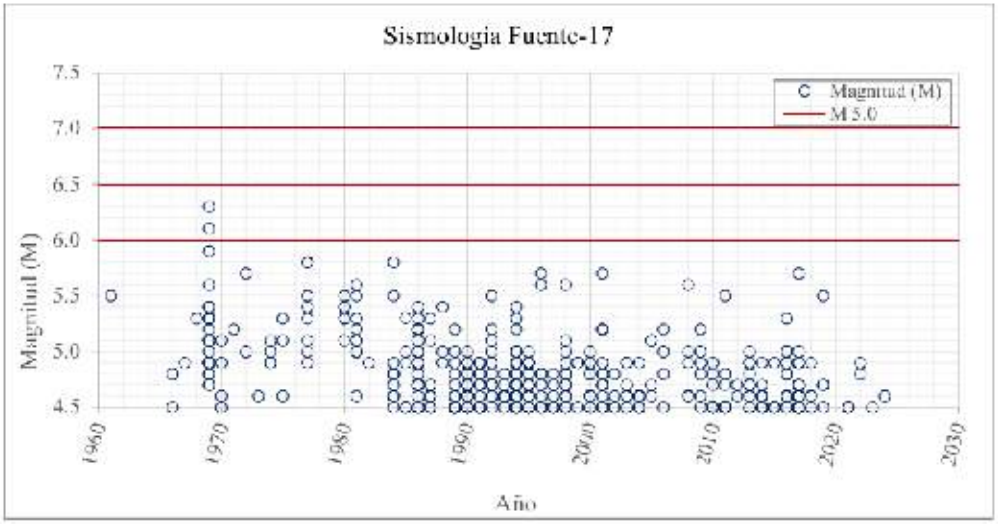


Fig. 48 Distribución temporal de la generación de sismos en la fuente 17.

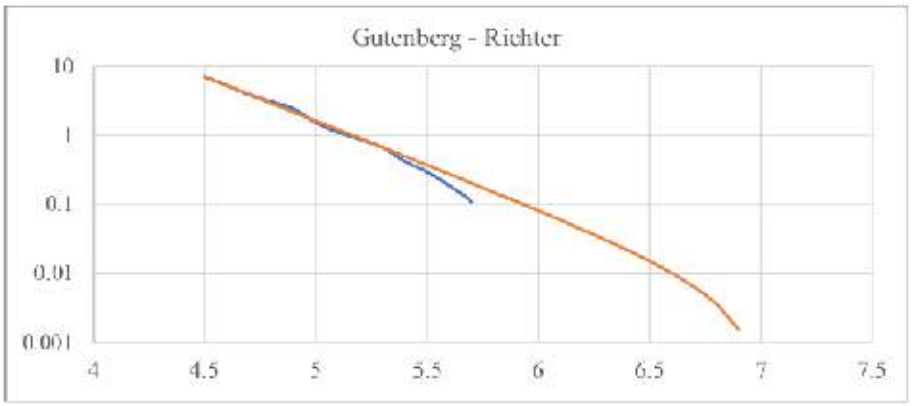


Fig. 49 Curva de Gutenberg & Ritcher.

Tabla 24. Resumen del análisis para el coeficiente de Gutenberg & Ritcher.

Magnitud	N(m)	Tasa Exc.	Tasa Anual	Modelo	Error
4.5	111	449	6.90769231	6.96554921	0.00334742
4.6	91	338	5.2	5.19127915	7.6053E-05
4.7	48	247	3.8	3.86866048	0.00471426
4.8	43	199	3.06153846	2.88272254	0.03197513
4.9	58	156	2.4	2.14776119	0.06362442
5	27	98	1.50769231	1.59988878	0.00850019
5.1	15	71	1.09230769	1.19148068	0.00983528
5.2	13	56	0.86153846	0.88703537	0.00065009
5.3	16	43	0.66153846	0.6600885	2.1024E-06
5.4	8	27	0.41538462	0.49091235	0.00570444
5.5	7	19	0.29230769	0.36480103	0.00525528
5.6	5	12	0.18461538	0.27079213	0.00742643
5.7	4	7	0.10769231	0.20071377	0.00865299
5.8	3	3	0.04615385	0.1484743	0.01046947
5.9	0	0	0	0.1095327	0.01199741
6	0	0	0	0.08050392	0.00648088
6.1	0	0	0	0.0588646	0.00346504
6.2	0	0	0	0.04273371	0.00182617
6.3	0	0	0	0.03070903	0.00094304
6.4	0	0	0	0.02174531	0.00047286
6.5	0	0	0	0.01506335	0.0002269
6.6	0	0	0	0.01008234	0.00010165
6.7	0	0	0	0.00636926	4.0568E-05
6.8	0	0	0	0.00360138	1.297E-05
6.9	0	0	0	0.00153808	2.3657E-06
					0.18580344

Nota: Elaboración propia, datos procesados provenientes desde web IGP[9].

La ecuación de la curva de Gutemberg & Ritcher (columna modelo)

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{e^{-\beta M} - e^{-\beta M_u}}{e^{-\beta M_0} - e^{-\beta M_u}} \quad ; \qquad (36)$$

La iteración se inicia para estes valores de magnitudes (*ec. 37 y 38*):

M_0	4.5
M_u	7

$$TasaAnual_i = \frac{TasaExcedencia_i}{65\ años} \quad ; \qquad (37)$$

$$error = \left(TasaAnual_i - \lambda(M_i)\right)^2 \quad ; \qquad (38)$$

El objetivo es determinar un error que tienda a ser cero, (se utiliza la herramienta SOLVER de Excel), y, finalmente se determina el valor objetivo de λ_0 y β.

λ_0	6.965549
β	2.937755

Comentario: el análisis se elabora para la Fuente sismogénica 17, el estudio debe ser minuciosa con conocimiento en la sismología, las barreras que se presentaron son la mínima experiencia del tesista en el cálculo, pero finalmente, se plantea el procedimiento para los futuros estudios.

2.2.9.8 Peligro sísmico según E.030 diseño sismorresistente

Se expresa en términos probabilísticos empleando un parámetro representativo del movimiento; para propósitos de diseño estructural, suele ser la aceleración máxima del terreno. Para edificaciones suele considerar un tiempo de vida útil de 50 años y 10 % de probabilidad de excedencia; determinando una aceleración pico de los sismos que tienen un periodo de retorno de 475 años *[23]*.

Factor Z

Los valores del factor Z se han obtenido mediante estudios de peligro sísmico desarrollados por las universidades peruanas (UNI, CISMID, PUCP) y el Instituto Geofísico del Perú – IGP *[20]*.

2.2.9.9 *Evaluación del peligro sísmico probabilístico*

Identificada la sismicidad de las fuentes y los modelos de atenuación de las ondas sísmicas generadas en cada una de éstas, el peligro sísmico se puede calcular considerando la suma de los efectos de la totalidad de las fuentes sismogénicas, la distancia entre cada fuente y el sitio de interés que se requiere evaluar.

La evaluación del peligro sísmico para la presente tesis se desarrolla utilizando el software de cómputo R-CRISIS V.20.3.0, desarrollado por Ordaz et al (2015), considerando las leyes de atenuación de Young et al. (1997) para sismos de subducción y la ley de atenuación de Sadigh et al. (1997) para sismos continentales *[39 pag. 33]*.

Observación 2: Validación de los resultados del software R-Crisis V.20.3.0

Se tiene que determinar el peligro en un punto mostrado debido a la fuente generadora de 5x10 km.

Considere para la fuente: Mo=4.0 y Mu=8.5, λo=12, β=2.65 y una profundidad uniforme de 15 km y una ley de atenuación de Youngs.

Calcule:

1. El periodo de retorno que corresponde una intensidad de **150 gals**.
2. La intensidad que corresponde a un periodo de retorno de **475 años.**

Todos los cálculos se harán para dos casos:

a) Considerando toda la actividad de la fuente concentrada en su centroide.

b) Actividad uniformemente distribuida en la Fuente.

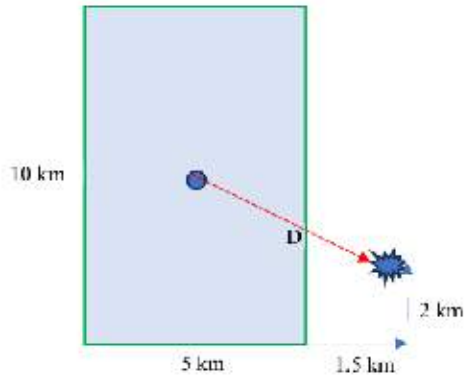


Fig. 50 Área de la fuente para el ejercicio de calibración.

A) RESOLUCIÓN CON R-CRISIS V.20

La resolución del ejercicio se desarrolla para la pregunta 1 y caso a) y la siguiente pregunta se resuelve en una hoja Mathcad Prime 8.0 y adjuntado en el anexo *[36]*.

Definición de la cuadrícula para una ubicación X con coordenadas:

Tabla 25. Punto aleatorio para el cálculo del peligro según la fuente generadora.

Descripción	UTM	GEOGRÁFICA	GRADOS
Punto 1	594,201.46	-13° 2'31.83"S	-13.042175°
	8,558,039.49	-74° 7'52.33"O	-74.13120278°

Nota: Elaboración propia obtenido desde el punto geodésico (ver imagen de anexos).

Se inicia a distribuir desde esta coordenada a los 4 vértices de sección (1, 2, 3 y 4), para finalmente adjuntar en el software Crisis2007 v.20.3.0

Coordenada de la fuente:

Tabla 26. Coordenadas de la fuente.

Vértice	Longitud (°)	Latitud (°)
1	-74.14468714	-13.0601541
2	-74.18963500	-13.0601541
3	-74.18963500	-12.9702584
4	-74.14468714	-12.9702584

Nota: Elaboración propia de coordenadas aproximadas a cada vértice.

La tabla anterior muestra las coordenadas que se calculan con la equivalencia de 1° = 111.24 km en longitud.

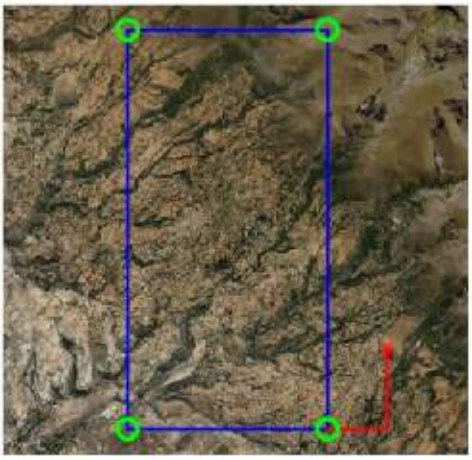


Fig. 51 Fuente generadora de 5x10 km.

El cálculo del periodo de retorno para una intensidad de 150 GALS mediante el software R-Crisis V.20.3.0:

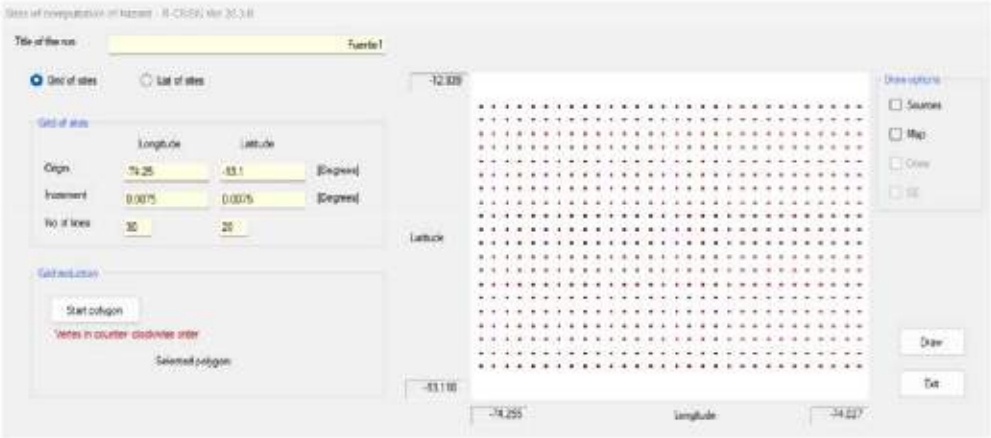


Fig. 52 Sitios de cálculo de peligro. Elaboración en R-Crisis v.20.3.0

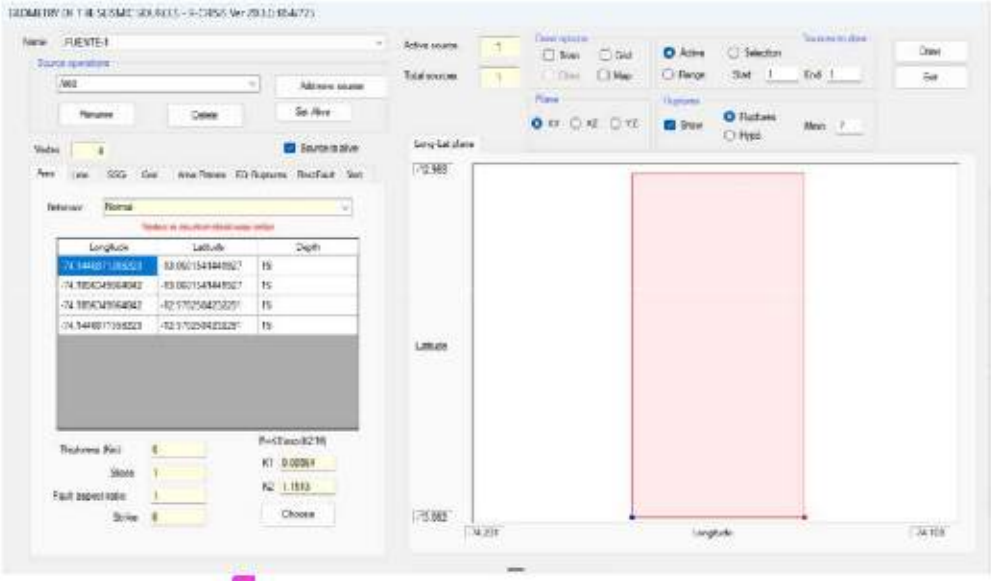


Fig. 53 Geometría de las fuentes sísmicas. Elaboración en R-Crisis v.20.3.0

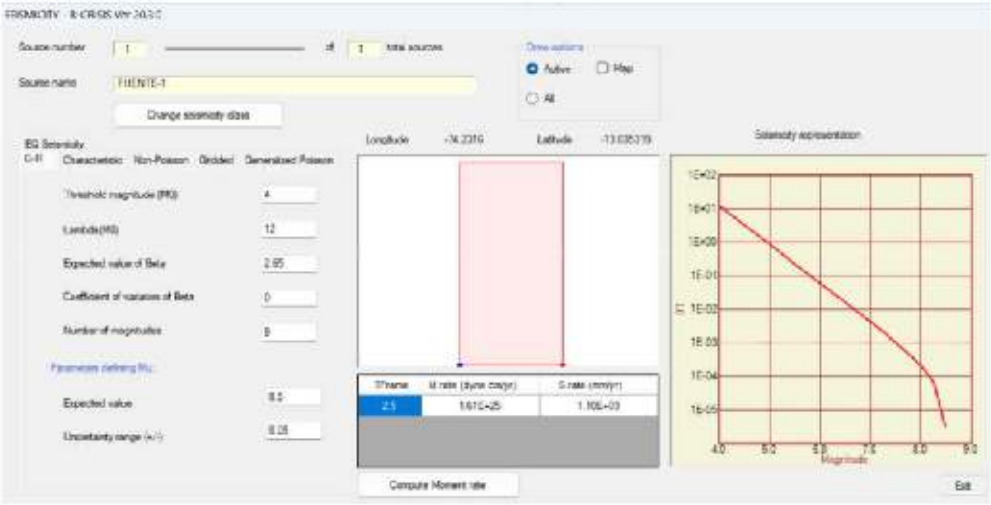


Fig. 54 Asignación de la sismicidad a la fuente de los parámetros de la pregunta.

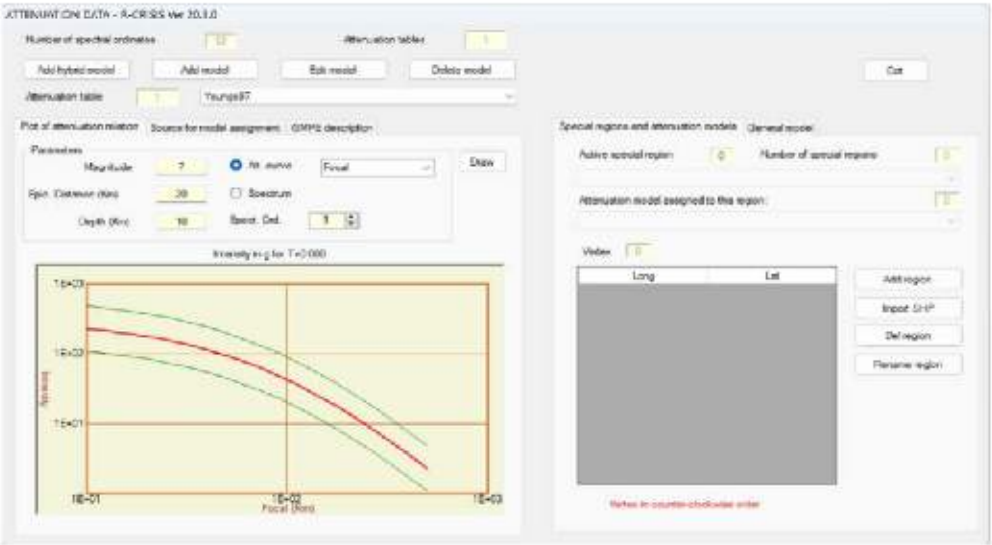


Fig. 55 Asignación de la ley de atenuación de Youngs 1997 a la fuente generadora.

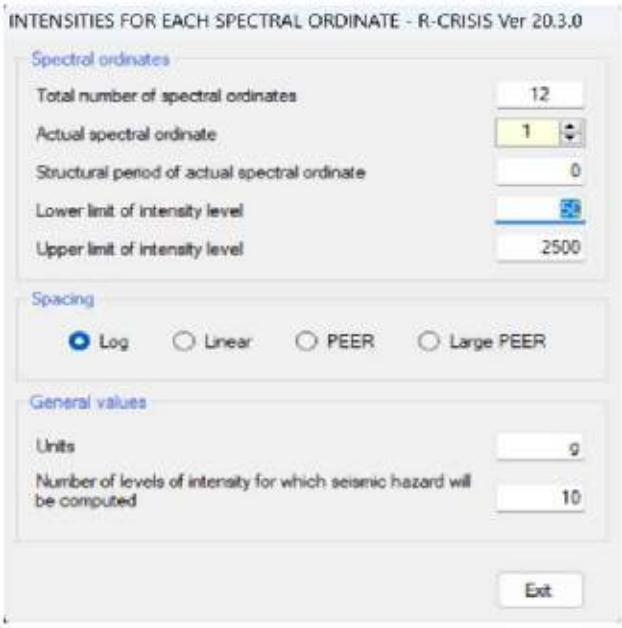
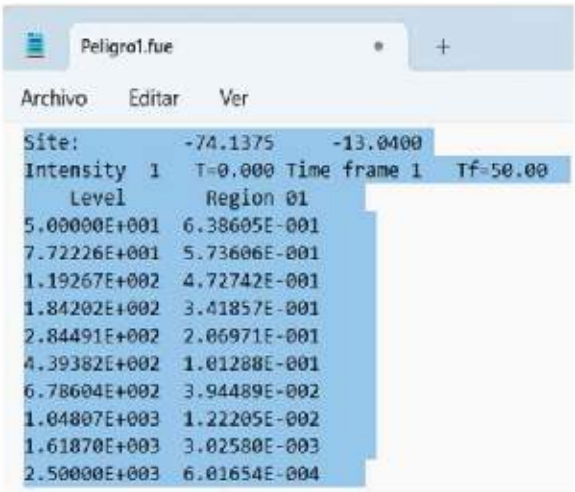


Fig. 56 Intensidades para cada ordenada espectral (12 periodos espectrales (s) de 0.0, 0.075, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0 y 3.0)

Para sintetizar, en la carpeta de guardado se busca el archivo **.fue** y se ubica para las coordenadas (-74.13; -13.04).



Peligro1.fue

Archivo Editar Ver

```
Site:          -74.1375      -13.0400
Intensity  1   T=0.000 Time frame 1   Tf=50.00
    Level        Region 01
5.00000E+001  6.38605E-001
7.72226E+001  5.73606E-001
1.19267E+002  4.72742E-001
1.84202E+002  3.41857E-001
2.84491E+002  2.06971E-001
4.39382E+002  1.01288E-001
6.78604E+002  3.94489E-002
1.04807E+003  1.22205E-002
1.61870E+003  3.02580E-003
2.50000E+003  6.01654E-004
```

Fig. 57 Archivo .fue de la intensidad y periodo de retorno.

Tabla 27. Interpolación lineal para una intensidad de 150 gal.

Intensidad (gal)	Periodo retorno	Tasa
50.00	0.64	1.57
77.22	0.57	1.74
119.27	0.47	2.12
150.00	0.41	2.43
184.20	0.34	2.93
284.49	0.21	4.83
439.38	0.10	9.87
678.60	0.04	25.35
1048.07	0.01	81.83
1618.70	0.00	330.49
2500.00	0.00	1662.08

Nota: Elaboración propia, R-Crisis v.20.3.0

La tabla anterior muestra el periodo de retorno y la tasa para la intensidad esperado. Los cálculos tienden a presentar una similitud, en vista que, en la hoja Excel y MathCad Prime el valor esperado es de:

Hoja Excel:

Tasa =	2.777620894	Veces/año	Respuesta
Per. Retorno =	0.360020333	Años	Respuesta

Hoja MathCad:

$$Tasa := \sum_{i=1}^{cols(Grup_i)} Tasa_i_{i,1} = 2.7776360822 \quad Veces/año$$

$$PeriodoRetorno := \frac{1}{Tasa} = 0.3600183647 \quad Años$$

$$PGA = 150\ \frac{cm}{s^2} \quad Respuesta$$

Los resultados calculados en los tres métodos, tienden a aproximarse, siendo en el software Crisis2007 es de 2.43430, que representa una dispersión de 12.36 %.

Finalmente, queda validado el procedimiento del análisis que se realiza con el software R-Crisis V.20.3.0 y dar el inicio de cálculo del peligro sísmico para el lugar del obelisco de pampa de Ayacucho.

2.2.10 Riesgo sísmico

El riesgo sísmico es la convolución de tres funciones que cada una se determina sobre la evaluación de la probabilidad de que ocurran terremotos en una determinada zona, así como la evaluación de los posibles daños en términos de pérdidas humanas, económicas y de infraestructura. Implica la combinación de tres componentes principales que son (*ec. 39*): la amenaza sísmica, vulnerabilidad estructural y el grado de exposición *[40]*, por tanto.

$$[Riesgo] = [Amenaza] \cdot [Vulnerabilidad] \cdot [Coste] \qquad (39)$$

Donde, la vulnerabilidad (V - Vulnerability) sísmica es una propiedad intrínseca de la estructura, una característica de su propio comportamiento ante la acción de un sismo y el nivel de la perdida ocasionada en el elemento amenazado si ocurre un fenómeno natural de una magnitud determinada, se valora en una escala de 0 a 1: sin daños a pérdida total.

Mientras, la peligrosidad o la amenaza (H - natural Hazard) sísmica, se define como la probabilidad de que ocurra un fenómeno natural potencialmente desastroso en un lugar y periodo de exposición definido.

Los elementos amenazados (E - elements at Risk) representa como el valor económico o coste de la población, edificios y obras civiles de las actividades económicas, de los servicios públicos e infraestructuras, etc., amenazados dentro de un área geográfica determinada.

En efecto, el riesgo (R – Risk) como el número de muertos, heridos, pérdidas de materiales, e interrupción de la actividad económica a causa del cierto fenómeno natural (*ec. 40*).

$$R = R(H, V, E) \qquad ; \qquad (40)$$

Para la mitigación del riesgo sísmico, se debe de tratar de reducir cada una de las variables, sin embargo, nada se puede hacer para disminuir la amenaza sísmica que están expuestos las edificaciones, por lo tanto, para disminuir el riesgo sísmico, se debe intervenir directamente en la vulnerabilidad que posee la edificación, debido a los elementos en riesgo o costo de reparación son variables directamente proporcionales donde reducir la vulnerabilidad

implica gasto y viceversa. Se debe reducir la vulnerabilidad a un valor optimo que permita el correcto funcionamiento de la estructura y que la relación costo-beneficio sea aceptable *[40]*.

2.2.11 Procedimiento de la investigación

El proceso de investigación debe ser de manera cautelar y evitar mutilar la componente histórica y salvaguardar los valores intrínsecos de una estructura histórica durante una intervención, es necesario que el proyecto estructural esté basado en el entendimiento total del comportamiento estructural del inmueble *[41]*.

Fig. 58 Esquema organizativo de la metodología de intervención en patrimonios históricos; Martin, et. al 2018.

2.2.12 Curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad se definen como la representación gráfica de la función de distribución acumulada, la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño límite específico, dada una respuesta estructural, ante una acción sísmica determinada *[34]* (*ec. 41*).

$$P[ED \geq ED_i] = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{ED}} \cdot \ln\left(\frac{Sd}{\overline{Sd_{ED}}}\right)\right] \quad ; \qquad (41)$$

Donde:

$\overline{Sd_{ED}}$ representa el desplazamiento espectral medio, el cual la probabilidad de excedencia es del 50 %, β_{ED} es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral para el estado límite de daño, en otras palabras y representa la variación asociada al estado de daño, F es la función de distribución normal estándar acumulada, Sd es el desplazamiento espectral; ED indica el estado de daño y viene definido como:

(1) Daño leve
(2) Daño moderado,
(3) Daño severo
(4) Daño completo (justo antes de que se produzca el colapso).

Esta sección analiza la metodología para desarrollar la curva de fragilidad basada en el análisis estático no lineal (AENL). La Figura siguiente muestra el diagrama de flujo general del desarrollo de curvas de fragilidad *[42]*.

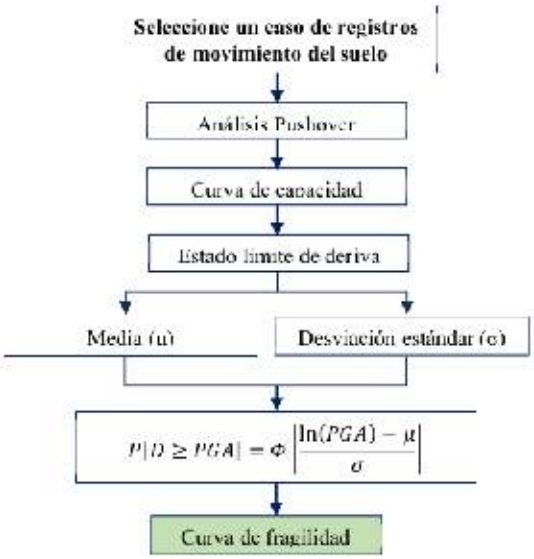


Fig. 59 Diagrama de flujo general del desarrollo de la curva de fragilidad según Mohamed, F.; et. al, 2017

36

Según Moreno (2006), entre los diversos parámetros que caracterizan a la intensidad sísmica del lugar de estudio tenemos: la aceleración máxima o pico del terreno (PGA), la velocidad pico del terreno (PGV), el desplazamiento espectral (Sd), y la aceleración espectral (Sa). En el caso de la presente investigación, se utilizó la aceleración pico del terreno como parámetro característico de la acción sísmica *[43 y 44]*.

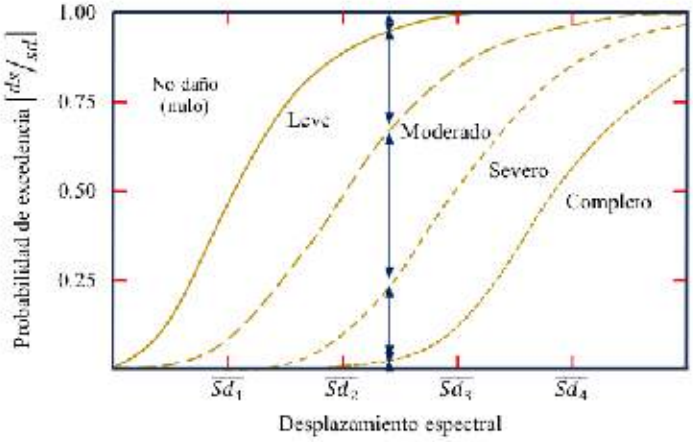


Fig. 60 Curvas de fragilidad en función de Sd. Indicado en Herrera, 2017.

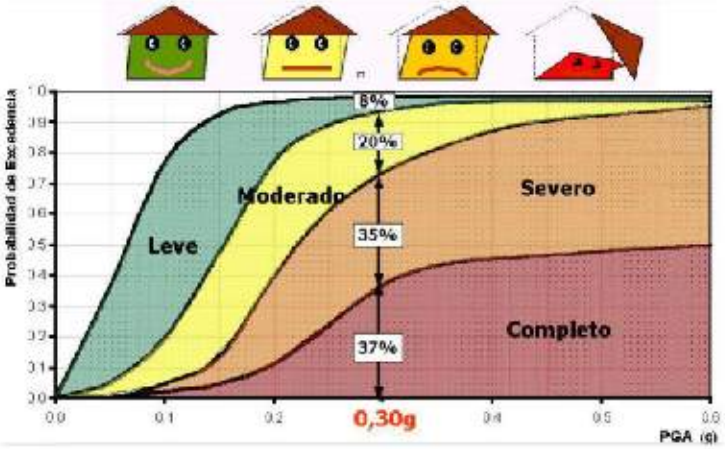


Fig. 61 Ejemplo de Curvas de fragilidad en función de PGA según Velasquez, 2006.

Observación 3: Validación del análisis de la vulnerabilidad sísmica

Se realiza la respuesta al no uso del software Capra para la determinación de la vulnerabilidad sísmica, sin embargo, para la tesis se determina mediante la curva de fragilidad según el manual del software ERN-CAPRA.

La función de vulnerabilidad detalla la distribución de probabilidad de las pérdidas como función y/o modelo de la intensidad producida durante un escenario específico (sismo), para lo cual es necesario definir las curvas que relacionan el valor esperado del daño y su desviación estándar del daño con la intensidad del fenómeno que amenaza *[45]*.

2.2.13 Funciones de vulnerabilidad para sismos

La función de vulnerabilidad se expresa mediante curvas que relacionan la **Relación Media de Daño (RMD)**, también llamada **β**, y una **medida de intensidad del evento** y por otro lado, la medida de **desviación estándar** del parámetro anterior también como función de la intensidad del evento (Miranda, 1999).

Los estudios del peligro sísmico permiten obtener los parámetros de intensidad demandados a la estructura. Estos están dados en general en términos de **aceleración (g)**, **velocidad (v)** o **desplazamientos (d)** máximos del terreno o incluso en **valores espectrales (Sd)**, es decir para diferentes periodos estructurales dominantes de vibración.

Los valores espectrales (Sd) están dados en general en términos de respuesta elástica de las estructuras para un amortiguamiento dado, generalmente el 5%.

Desde otro enfoque, la función de vulnerabilidad representa la medida de intensidad que se selecciona corresponde en general al parámetro que mejor se ajuste a la representación de daño de cada construcción en particular *[45]*. En general se utilizan las siguientes representaciones:

a) Estructuras rígidas, de poca altura, en mampostería estructural, adobe y materiales similares, el daño se correlaciona normalmente en términos de la aceleración espectral inelástica. Para el caso de estructuras muy rígidas, el parámetro que se utiliza normalmente es la aceleración máxima del terreno.

b) Estructuras de altura en sistemas rígidos o flexibles tales como sistemas aporticados, combinados o sistemas de muros estructurales en edificios de varios pisos, **el daño se correlaciona normalmente con la deriva espectral inelástica** de la edificación.

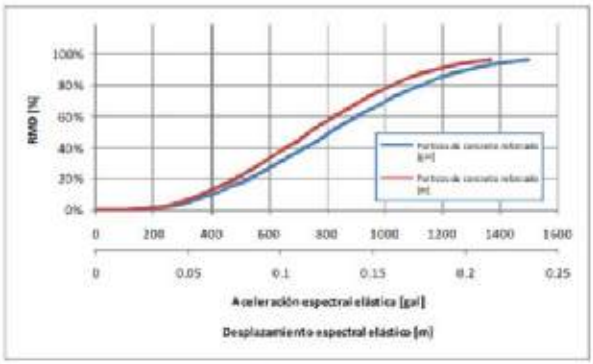


Fig. 62 Función de vulnerabilidad para pórticos de concreto y para diferentes intensidades, Em Capra.

2.2.14 Curvas de capacidad y curvas en formato Sa-Sd

La **curva de capacidad** (conocida como curva de **"pushover"**) y las correspondientes curvas en formato Sa-Sd ante cargas horizontales de un sistema estructural cualquiera representa una adecuada estimación de su comportamiento esperado tanto en el **rango elástico** como en el **inelástico** ante cargas sísmicas horizontales. Los métodos para calcular estas curvas se presentan en **ATC-13**. El análisis no lineal (Pushover) simplificado propuesto se basa en estimar el **punto de comportamiento sobre esta curva** ante una demanda sísmica determinada, la cual está dada por **espectros inelásticos** definidos para el sitio bajo análisis. El análisis considera las variaciones en la rigidez, en el periodo estructural y en el amortiguamiento para niveles **progresivos de deformación de entrepiso**.

*La siguiente figura ilustra la representación típica de una curva de capacidad de una edificación cualquiera. Esta se expresa normalmente en términos del **cortante basal** y el **desplazamiento** correspondiente a nivel de cubierta.*

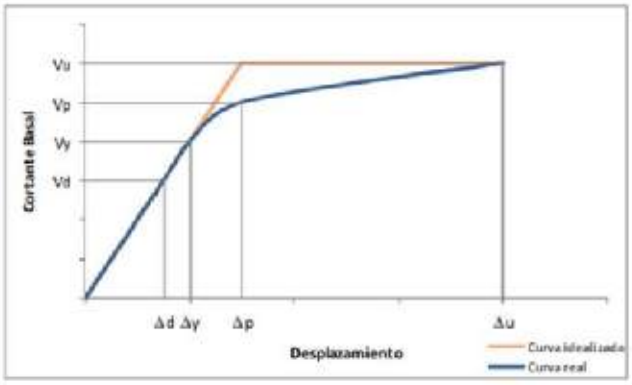


Fig. 63 Curva de capacidad, Ern-Capra.

Las curvas de capacidad en formato Sa-Sd pueden representarse de manera conveniente utilizando una serie de coeficientes y unas funciones caracteristicas que dependen de los siguientes factores *[45]*:

La siguiente figura ilustra la curva de capacidad en términos de los anteriores parámetros.

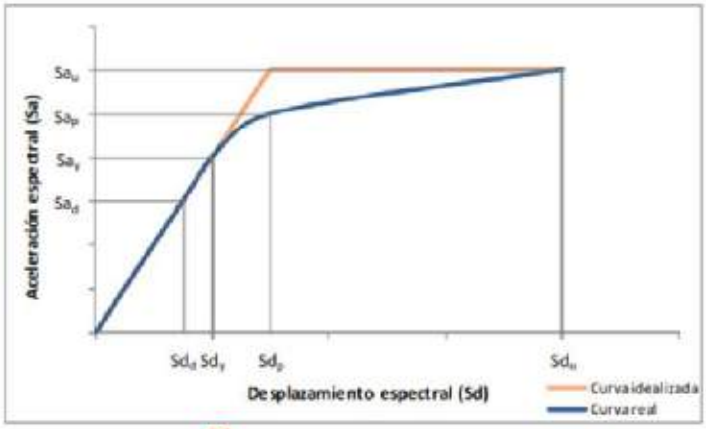


Fig. 64 Curva de capacidad y curva en formato Sa-Sd, Ern-Capra.

2.2.15 *Definición de niveles de daño*

Para crear la función de vulnerabilidad a partir de la curva de capacidad en formato (Sa-Sd) es necesario definir los niveles de daño. Se propone asignar niveles de daño para los puntos correspondientes a los estados de comportamiento siguientes (Ver figura anterior).

- Punto de fluencia del sistema (Sd_y,Sa_y): **daños nulos**
- Punto de Comportamiento plástico (Sd_p,Sa_p): **daños hasta del 20% tipicamente**
- Punto de comportamiento último (Sd_u,Sa_u) : **daños cercanos** al 80% y el 100% tipicamente

La asignación de niveles de daño en estos puntos permite la conformación de la función de vulnerabilidad en términos del daño esperado y de la desviación estándar. El ajuste final de la curva se realiza cambiando las curvaturas correspondientes a los dos tramos de curvas controlados en los anteriores puntos fijos *[45]*.

La siguiente figura ilustra un ejemplo de definición de la función de vulnerabilidad con esta metodología.

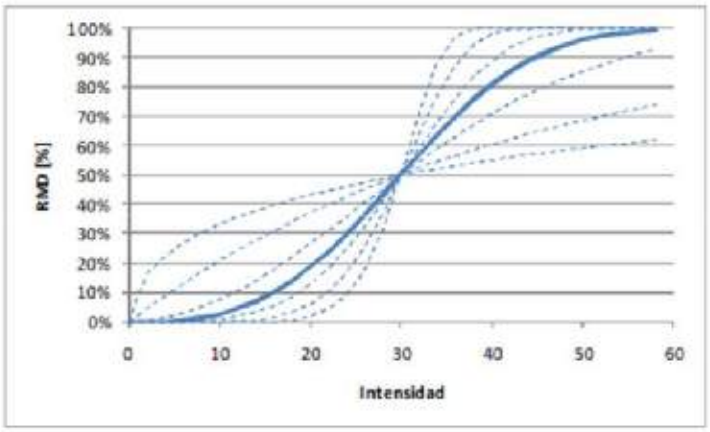


Fig. 65 Grupo de curvas con diferentes curvaturas, Em-Capra.

2.2.16 Estimación de la demanda inelástica

La estimación de la demanda inelástica de la estructura consiste en calcular bien ya sea la **deformación horizontal** piso a piso, la **deriva máxima** piso a piso o bien la aceleración máxima horizontal de respuesta de la edificación. Existen diferentes métodos propuestos para el cálculo aproximado de la demanda inelástica de edificaciones tales como el explicado en el **ATC-40** el cual utiliza sistemas como el **HAZUS** y otros. En la siguiente metodología se utiliza el método de Miranda (1999) que se explica brevemente a continuación (*ec. 42*).

$$P[D \geq PGA] = \Phi\left[\frac{\ln(PGA) - \mu}{\sigma}\right] \qquad (42)$$

La ecuación anterior representa la función de vulnerabilidad por curva de fragilidad, con los datos obtenidos del desplazamiento se calcula con el comando =DISTR.LOGNORM(a;b;c;VERDADERO) del Excel *[47]*.

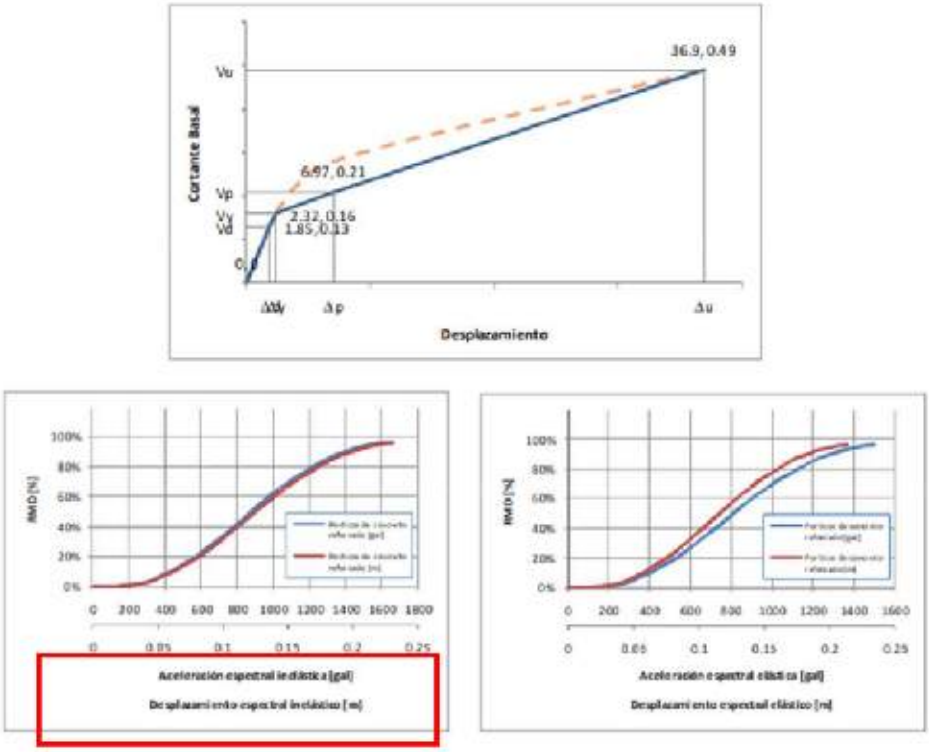


Fig. 66 Función de vulnerabilidad para diferentes variables, manual de Irn-Capra.

Finalmente, por la versatilidad del software se puede determinar la curva de vulnerabilidad se puede optar por utilizar el programa FRACAS que desarrolla la curva de fragilidad *[48]*.

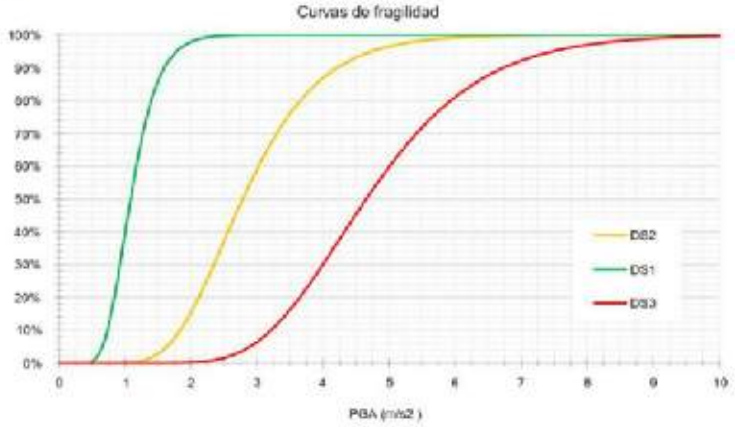


Fig. 67 Modelo de curva de fragilidad según programa FRACAS.

2.3 Marco conceptual

El marco conceptual "está compuesto de referencias a sucesos y situaciones pertinentes, a resultados de investigación, incluye, por lo tanto, un marco de antecedentes, definiciones, supuestos, etc."

2.3.1 Marco conceptual

Análisis estático no lineal mediante elementos finitos y el grado de vulnerabilidad sísmica en el obelisco del santuario histórico Pampa de Ayacucho.

Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica mediante análisis estático no lineal y reconstrucción 3D por nube de puntos del obelisco de Pampa de Ayacucho, 2024.

2.3.1.1 Análisis estático

Los análisis estáticos se utilizan para estipular el estado de un mecanismo cuando está sujeto a fuerzas conocidas. La aplicación busca una configuración en la que todas las cargas y fuerzas del mecanismo queden equilibradas y la energía potencial sea cero.

2.3.1.2 Análisis estático no lineal

El Análisis Estático No Lineal o Pushover consiste en una carga lateral que empuja la estructura en pasos incrementales; calculando el estado de equilibrio en cada uno de ellos, así como los correspondientes esfuerzos internos y los desplazamientos de los nodos, describe en consecuencia el comportamiento elástico y plástico de cada elemento.

2.3.1.3 Elementos finitos

Elementos Finitos, es un método numérico de resolución de problemas de Mecánica de Sólidos que resulta de gran importancia por su utilidad práctica. Es una herramienta de cálculo muy potente que permite al ingeniero estructuralista resolver infinidad de problemas. Sin embargo, es un método que no proporciona la solución "exacta" a un problema dado, sino que, en realidad, posibilita obtener una solución aproximada que, con el juicio ingenieril que se le supone al calculista, puede ser más que suficiente para la resolución de un problema práctico.

2.3.1.4 Peligro sísmico

Representa la amenaza que es producido por los terremotos en una determina área o región. Esta amenaza se evalúa en función de diversos factores, como la actividad sísmica pasada, la geología de la región, la presencia de fallas geológicas y la densidad de la población, entre otros. La evaluación del peligro sísmico es crucial para la construcción de infraestructuras resilientes, planificación urbana, y la implementación de medidas de preparación y respuesta ante desastres.

2.3.1.5 Riesgo sísmico

Es la probabilidad de que ocurran daños o pérdidas debido a un terremoto en un área determinada, se calcula teniendo en cuenta tanto el peligro sísmico (la probabilidad de que ocurran terremotos de cierta magnitud en esa área) como la vulnerabilidad de las estructuras y la población que podría verse afectada.

2.3.1.6 Vulnerabilidad

El término "vulnerabilidad" encierra una gran complejidad. Hace referencia a la posibilidad del daño, a la finitud y a la condición mortal del ser humano.

2.3.1.7 Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica se manifiesta por la magnitud que permite cuantificar el tipo de daño estructural, el modo de falla y la capacidad resistente de una estructura a bajo condiciones probables de sismo, estas estructuras se pueden calificar en "más vulnerables" o "menos vulnerables" frente a un evento sísmico.

Capítulo III

3 Metodología y desarrollo de tesis

El método hipotético predictivo, trata de partir de una hipótesis o explicación inicial, para luego obtener conclusiones particulares de ella, que luego serán a su vez comprobadas experimentalmente. Es decir, permiten deducir una hipótesis inicial que sea luego sometida a experimentación.

3.1 Enfoque

La investigación tiene un enfoque cuantitativo basado en recolección de datos para probar las hipótesis planteadas con base en la medición numérica de la variable.

3.2 Alcance (exploratorio, descriptivo, correlacional, explicativo)

Por la forma y cantidad de variables de representación en la investigación, abarca al nivel aplicativo - explicativo, acorde al triangulo de la línea de investigación.

3.3 Diseño de investigación (tipos: experimental y/o no experimental)

El tipo de investigación referente al tema consiste en desarrollar un análisis experimental, es decir, comprender y deducir una hipótesis inicial.

3.4 Población y muestra

- Registros de aceleraciones con PGA altos registrados en diferentes direcciones del Instituto geofísico del Perú (IGP).
- Red de registros de aceleraciones CISMID y UNI, con indicadores de PGA altos.
- Registro del N° de golpes con el martillo Schmidt

3.5 Hipótesis

3.5.1 Hipótesis general

La implementación del análisis estático no lineal (AENL) mediante el método de elementos finitos (FEM), permitirá determinar el grado de vulnerabilidad sísmica.

3.5.2 Hipótesis específica

1. Si, es mayor la precisión en el modelo matemático MEF y parámetros de materiales, entonces aumentará la confiabilidad en los resultados para la obtención del grado de vulnerabilidad sísmica.

2. A mayor desplazamiento en los puntos de control en la estructura del obelisco, se determina el grado de vulnerabilidad sísmica frente a un evento sísmico, asimismo, las verificaciones correspondientes con las normativas vigentes.

3. Si, la obtención del modelo 3D por nube de puntos es más denso en cantidad, entonces tiene mayor precisión en el enmallado de la forma geométrica del obelisco y la confianza en los resultados.

3.6 Operacionalización de variables, definición conceptual y operacional

Una variable es un factor, evento, situación o fenómeno que representa cierto interés dentro de la investigación y del cual se precisa conocer su intensidad o categoría. Se conoce como variable porque el factor estudiado "puede" obtener distintos valores, es decir, varía entre una observación y otra. Existen básicamente dos variables que participan de todo proceso de investigación.

3.6.1 Variables

3.6.1.1 Variable principal

Análisis de la problemática de la vulnerabilidad sísmica del obelisco ubicado en el santuario histórico de pampa de Ayacucho. (ver anexos de operacionalización de variables)

3.6.1.2 Variables secundarias

1. Proceso de análisis estático no lineal por el método de elementos finitos (MEF), considerando los parámetros mecánicos y físicos del material que conforma el obelisco e incursionando bajo sismos de diferentes magnitudes.

2. Análisis estático no lineal por el método de elementos finitos e implementación de los controles de desplazamiento en puntos estratégicos del obelisco bajo consideración de parámetros del material que conforma. (ver anexos de operacionalización de variables).

3. Modelo 3D por procesamiento de nube de puntos.

3.6.2 Indicadores

Al referirnos a los conceptos indicamos que estos no son observables directamente. Por lo tanto, se deben buscar procedimientos que permitan la medición indirecta mediante manifestaciones externas, empíricas y observables. Tales manifestaciones o expresiones reciben el nombre de indicadores. (Ver matriz de operacionalización de variables).

3.7 Técnicas e instrumentos

En la investigación de la ingeniería estructural, se determina el comportamiento del concreto, el acero, material pétreo que compone y el proceso constructivo; para lo cual, la investigación se basa en la recopilación y obtención de información que revele los datos y resultados importantes, significativos sobre la investigación que se realiza.

Tabla 28. Técnicas e instrumentos.

TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS			
Técnica	**Uso**	**Instrumento**	**Muestreo**
- Observación	N° de golpes	Martillo de Schmidt	Probabilístico
- Análisis	Registro de aceleraciones	Sismógrafo	No Probabilístico
- F. Técnico	Fuente de información	Estudios técnicos	No Probabilístico

Nota: Uso de técnicas e instrumentos en la investigación, Elaboración propia.

3.7.1 Técnicas

- Observación
- Experimentación

3.7.2 Instrumentos

3.7.2.1 Martillo de Schmidt

Instrumento que permite estimar en valor aproximado la resistencia a compresión del concreto, se basa en la aplicación del manual de ASTM D5873-05, sin embargo, se debe tomar en cuenta que este método de prueba no es conveniente como la base para la aceptación o el rechazo del concreto.

En la presente investigación se utiliza para la determinación de la resistencia a compresión aproximado del concreto mediante el ensayo de rebote (esclerometria).

3.7.2.2 Perforación en diamantina

Perforación que se realiza empleando una broca diamantada, que, por lo general, es destinado a cortar las rocas y concretos de un determinado lugar, la muestra se utiliza para realizar ensayos a compresión.

3.7.2.3 Sismógrafo

Equipo que se utiliza para registrar la intensidad, duración y otras características del sismo, en la investigación se utiliza los registros de aceleraciones proporcionados por este equipo y ubicados en diferentes zonas.

Par la recurrencia sismica se utiliza los registros captados en centros de monitoreo de SENCICO y UNSCH.

3.8 Técnicas estadísticas para el procesamiento de la información

La técnica de procesamiento de datos del enmallado y el análisis de elementos finitos se realiza a través de un software de distribución libre que cuenta con metodología de análisis por elementos finitos asistido por un computador, para el análisis estático no lineal es de suma importancia contar con parámetros mecánicos y geometría del material que compone la

estructura del patrimonio, donde estas se detallan en el cuadro de operacionalización de variables.

1. Recolección de datos.
2. Procesamiento de información.
3. contrastación de hipótesis
4. Presentación y publicación de los resultados.

El muestreo de la población se basa en tipo **no probabilístico** y por conveniencia, finalmente se elige el obelisco de pampa de Ayacucho.

3.9 Desarrollo de la tesis

3.9.1 Evaluación probabilística del peligro sísmico de la zona

El proceso consiste en la recopilación y análisis de datos sísmicos, geológicos y geofísicos para la estimación de la probabilidad de que ocurran terremotos de diversas magnitudes y las posibles consecuencias de estos eventos.

Las primeras estaciones aceleométricas (acelerógrafos) a cargo del Instituto Geofísico del Perú, funcionaron en los años 40 en el Parque de la Reserva y en el campus de la Universidad de La Molina. En la década de los 80 y 90, la red aceleométrica estuvo integrada por 17 estaciones, todas con registros en papel fotográfico y/o cintas magnéticas.

Actualmente el Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO) y el Consejo Nacional del Colegio de Ingenieros del Perú (CN CIP), permitió integrar sus estaciones aceleométricas a la Red Aceleométrica Nacional administrada por el IGP. De este modo, un mayor número de registros aceleométricos son puestos a disposición de todos los ingenieros civiles, arquitectos, a la academia y demás investigadores, esperando que sus contribuciones beneficien al país *[39]*.

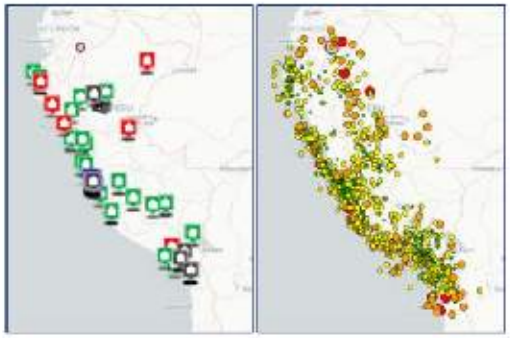


Fig. 68 Sismología activa en Perú.

Los datos y los registros de las aceleraciones se obtienen de las estaciones ubicados en la ciudad de Ayacucho, ver siguiente cuadro:

Información de acelerómetros ubicados en Ayacucho.

Tabla 29. Información de acelerómetros ubicados en Ayacucho.

Código	Nombre	Ubicación	MSNM	Institución	Orientación	Modelo	Tipo
UNSCH	Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga	-13.15, -74.22	2,797	Undefined	null	130-SMHR REFTEK	Correcto
AYA001	SENCICO Ayacucho - SCAYA	-13.17,-74.20	2,782	SENCICO	UD NS EW	Obsidian Kinemetrics	Correcto

Nota: Registro CEOIS Red CISMID[67].

a) Datos de registros sísmicos

Registro de aceleraciones con mayor intensidad registrados en las dos estaciones ubicados en la ciudad de Ayacucho.

Ayacucho, una región ubicada en la parte sur-central de Perú, está en una zona sísmicamente activa debido a su proximidad a la convergencia de la placa de Nazca y la placa Sudamericana. Esta interacción tectónica es la fuente de la actividad sísmica en la región.

Tabla 30. Magnitudes consideradas para el análisis probabilístico a la fuente más cercano distante de 80 km.

M_{min}				M_i				M_{max}
4.5	5	5.5	6	6.5	7	7.5	8	8.5

Nota: Magnitudes máximas y mínimas considerados por el tesista (CISMID).

3.9.1.1 Análisis probabilístico del peligro sísmico Software CRISIS2007 V.20.3.0

A) Mapas

Se realiza la creación de un Shapefile en ArcGIS - ArcMap 10.8 del mapa político del distrito de Quinua, provincia de Huamanga del departamento de Ayacucho; la determinación es un proceso fundamental para el análisis y la representación de datos geográficos. Un Shapefile es un formato popular de datos vectoriales utilizado en los Sistemas de Información Geográfica (SIG) para almacenar la localización, la forma y los atributos de elementos geográficos.

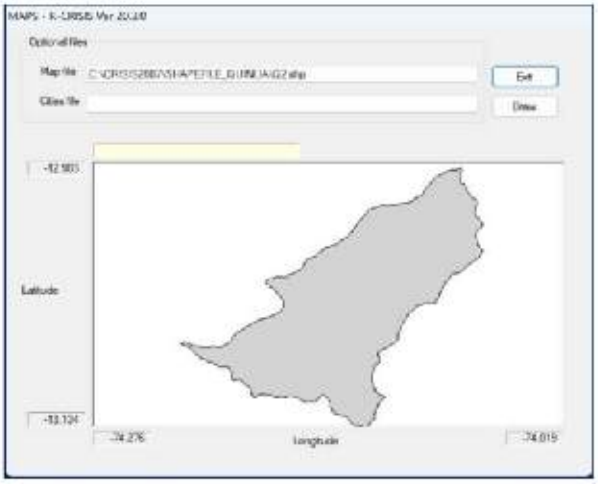


Fig. 69 Shape de la ubicación política del distrito de Quinua.

B) Sitios de cálculo de peligro

Se realiza la selección de la ubicación geográfica en coordenadas UGS, el distrito de Quinua pertenece a las coordenadas (-74.23°, -13.15°); el programa crisis 2007 V20.3.0, realiza el enmallado en recuadros de incremento en 0.01° para una adecuada aproximación en el desarrollo del peligro sísmico, asimismo, el recuadro de 20 y 20 representa la distribución de puntos para la aproximación del valor calculado.

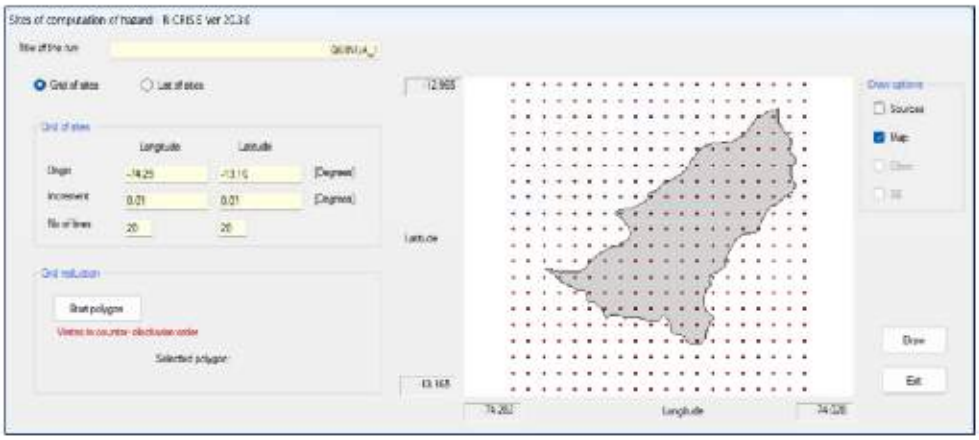


Fig. 70 Parámetro geográfico del distrito de Quinua.

C) Datos de entrada

- **Catálogo de Sismos:** Reúne un catálogo de eventos sísmicos históricos, que incluya información sobre magnitudes, ubicaciones, profundidades y fechas.

- **Modelos de Fuentes Sísmicas:** Define las fuentes sísmicas (fallas, zonas de subducción, etc.) que pueden generar sismos en la región de estudio. Estas fuentes pueden ser puntuales, lineales o de superficie, ver tabla 23.
- **Modelos de Atenuación:** Selecciona modelos de atenuación que describan cómo disminuye la intensidad del sismo con la distancia desde la fuente.

Tabla 31. Fuentes sísmicas más cercanas al punto de estudio (distrito de Quinua).

Sismo de tipo subducción – Interface				Sismo de tipo subducción – Intraplaca			
Fuente	**Longitud**	**Latitud**	**Profundidad**	**Fuente**	**Longitud**	**Latitud**	**Profundidad**
17	-75.779	-13.943	30	22	-73.879	-16.142	95
	-74.812	-14.802	30		-71.926	-13.951	120
	-73.733	-13.741	30		-74.423	-11.798	120
	-72.954	-11.734	30		-74.502	-11.872	120
	-75.126	-12.226	30		-76.46	-13.924	80
	-75.205	-12.049	30				

Nota: Información obtenida del manual de la evaluación del peligro sísmico en Perú[9].

Asimismo, el programa requiere del parámetro que relaciona el área de ruptura o la longitud de la ruptura con la magnitud (*ec. 43*):

$$R = K_1 \cdot e^{K_2 \cdot Mw} \quad ; \qquad (43)$$

Estos parámetros pueden ser proporcionados por el usuario o elegidos de un conjunto integrado de constantes, para la tesis consideramos desde la tabla (módulo de rupture de Sing et. al 1980):

Tabla 32. Valores constantes para el parámetro de ruptura.

Model	K_1	K_2
Brune (1970)	0.00381	1.15130
Singh et al. (1980)	0.00564	1.15130
Wells and Coppersmith (1994) Strike-slip	0.01100	1.03616
Wells and Coppersmith (1994) Reverse	0.00571	1.12827
Wells and Coppersmith (1994) Normal	0.02072	0.94406
Wells and Coppersmith (1994) All	0.01015	1.04768

Nota: valores para el parámetro de ruptura según Singh et. al 1980, R-Crisis 2007.

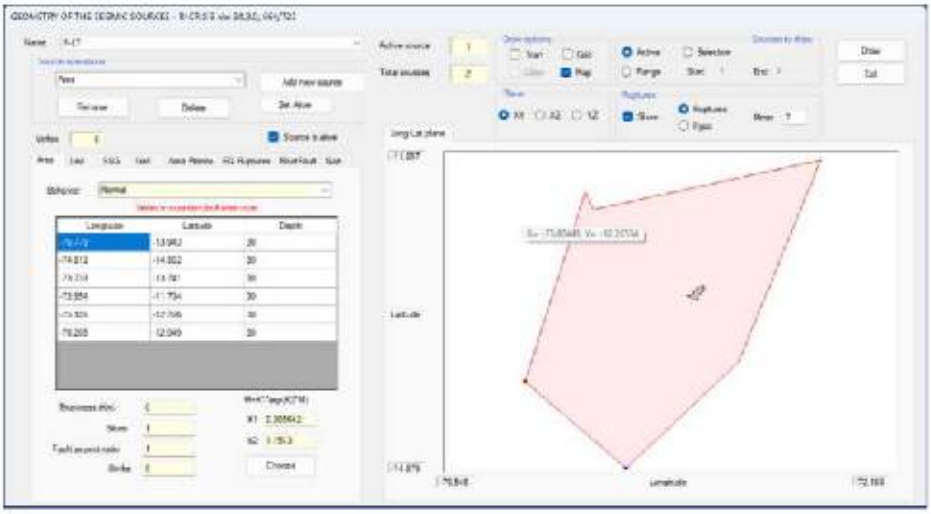


Fig. 71 Coordenadas geográficas de las fuentes corticales – fuente 17.

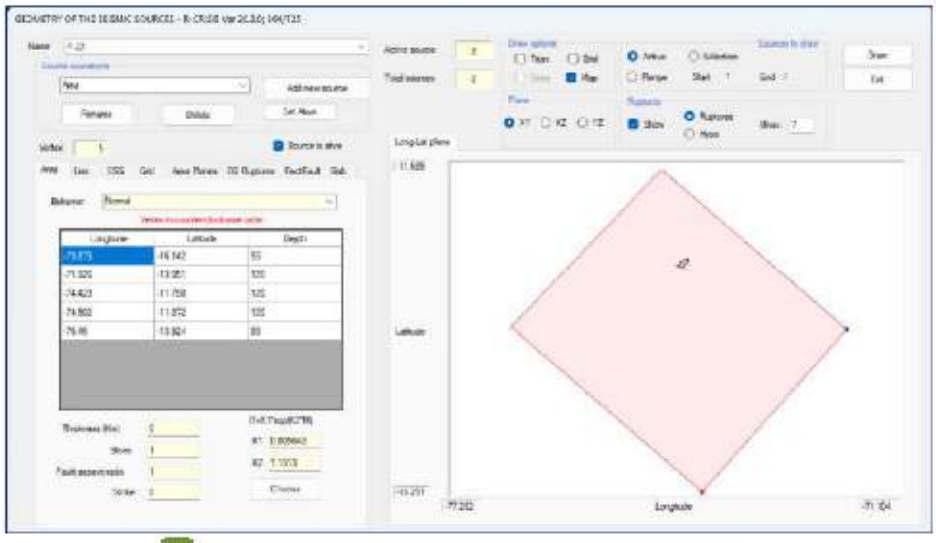


Fig. 72 Coordenadas geográficas de las fuentes de subducción – Intraplaca, fuente 22.

D) Modelo de sismicidad utilizado

R-Crisis admite dos tipos de modelos de sismicidad. Se diferencian esencialmente en la forma en que se describe la tasa de superación de la magnitud del terremoto, $\lambda(M)$. Los dos modelos son:

- El modelo de Gutenberg-Richter modificado

- El modelo característico

Para la investigación de la tesis, utilizamos el modelo de Gutenberg-Richter modificado

$$\lambda(M) = \lambda_0 \cdot \frac{e^{-\beta \cdot M} - e^{-\beta M_u}}{e^{-\beta M_0} - e^{-\beta \cdot M_u}}, M_0 \leq M \leq M_u \text{ y parámetros } \lambda_0, \beta, M_0, M_u$$

$$\lambda(M) \qquad ; \qquad (44)$$

Donde: λ_0 es la tasa de superación de la magnitud M_0, β es un parámetro equivalente al "valor b" de la fuente (excepto que se da en términos del logaritmo natural) y M_u es la magnitud máxima de la fuente.

$$p(M) = -\frac{d\lambda(M)}{dM} = \lambda_0 \beta \frac{e^{-\beta \cdot M}}{e^{-\beta \cdot M_0} - e^{-\beta \cdot M_u}}, M_0 \leq M \leq M_u$$

$$p(M) \qquad ; \qquad (45)$$

R-Crisis puede explicar la incertidumbre tanto en β como en M_u. En este caso, el usuario debe dar el coeficiente de variación de β y dar parámetros que describan la incertidumbre en magnitud máxima.

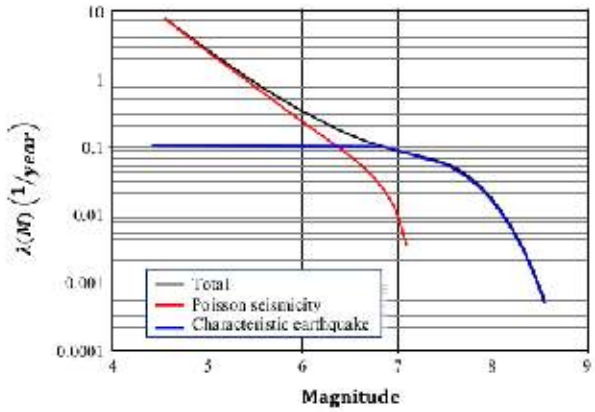


Fig. 73 Modelo de Gutenberg-Ritcher modificado.

Tabla 33. Parámetros sismológicos de las fuentes sismogénicas definidas en el presente estudio.

FUENTES	Mw				
	Mmin	Mmax	β	Tasa	Fuente sismogénica
F-17	5.2	5.5	4.01	0.44	Cortical
F-22	5.1	6	2	2.02	Subducción - Intraplaca

Nota: Parámetro sismológico para la determinación del peligro sísmico[41].

3.9.1.2 Asignación parámetros sismológicos de las fuentes sismogénicas

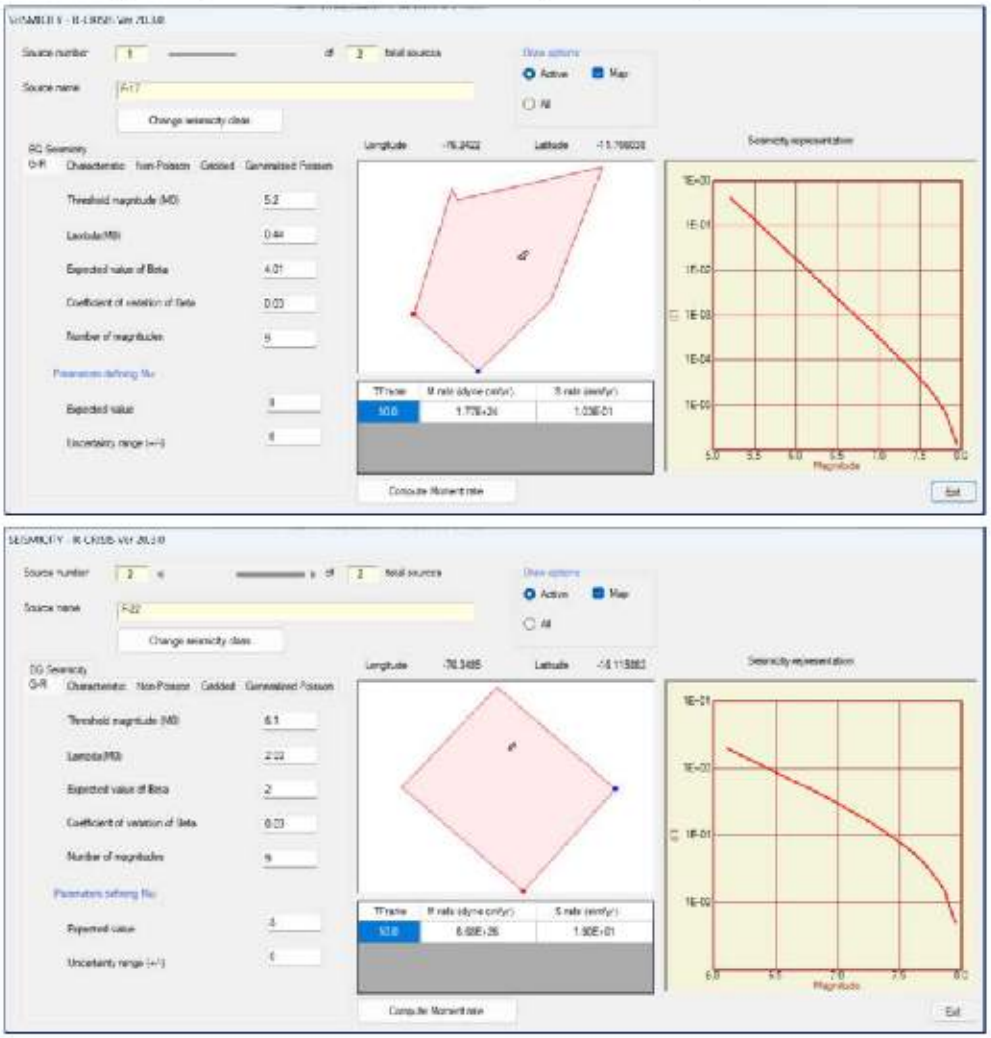


Fig. 74 Asignación del parámetro sismológico a la fuente 17 y 22.

En la presente investigación obviamos la metodología caracteristica del software R-Crisis 20.3.0.

3.9.1.3 Ley de atenuación

Las consideraciones son las leyes de Sadigh 1997 y Youngs según la sismologia de la zona.

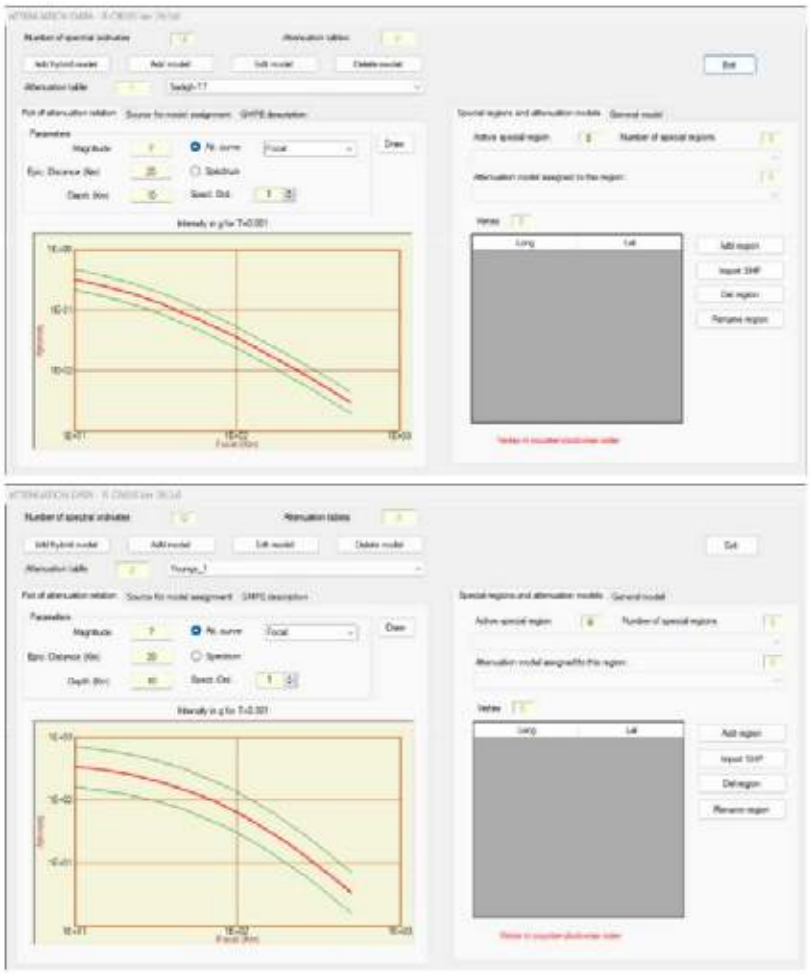


Fig. 75 Leyes de atenuación de Sadigd y Young.

3.9.1.4 Intensidades para cada ordenada espectral

Fig. 76 Consideración de 12 periodos de intensidades.

Considerar el valor negativo de la desviación estándar indica que depende de la magnitud

3.9.1.5 Parámetros globales para periodos de retorno

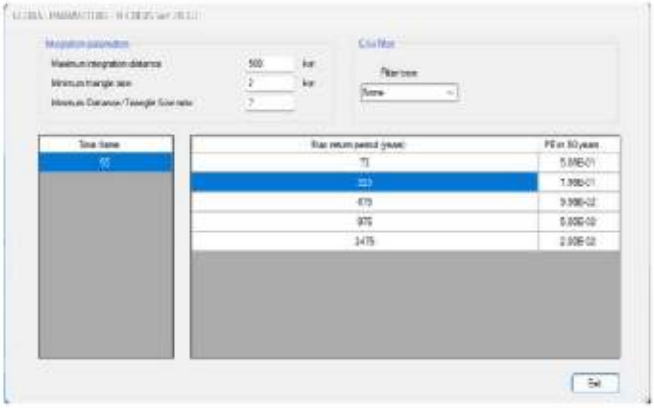


Fig. 77 Matriz de consideración para sismos con diferentes periodos de retorno.

3.9.1.6 Resultados

Se visualiza el mapa cromático de intensidades y aceleraciones espectrales en el distrito de Quinua, Huamanga-Ayacucho. (periodo de retorno asociado a un valor de aceleración y también).

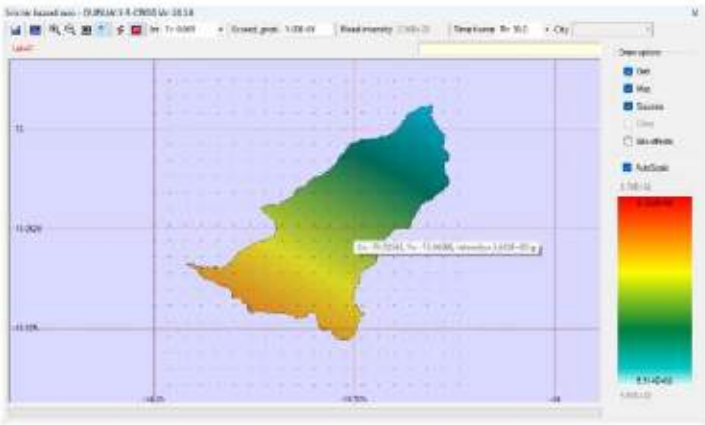


Fig. 78 Visualización de los resultados calculados con el software R-Crisis 20.3.0

Con mayor detalle, se presenta los resultados en el capítulo 4 en el estudio de peligro sísmico

3.9.1.7 Peligro sísmico según E.030

La elaboración del peligro sísmico según la norma técnica de edificaciones, se realiza con la finalidad de comparar con los resultados obtenidos con el software R-Crisis 20.3.0

a) Ubicación:

Distrito:	Quinua
Provincia:	Huamanga
Departamento:	Ayacucho

Tabla 34. Parámetros considerados según la zonificación, categoría y sistemas estructurales.

Parámetro	Valor	Descripción
Z =	0.25	Tabla N° 1: Factores de zona "Z"
S =	1.2	Tabla N° 3: Factor de suelo "S"
U =	1.3	Tabla N° 5: Categoría de las edificaciones y factor "U"
T_P =	0.6	Tabla N° 4: Periodos "TP" Y "TL"
T_L =	2.0	Tabla N° 4: Periodos "TP" Y "TL"

Nota: Parámetros del diseño sismorresistente E.030[26]

b) Factores de amplificación sísmica (C)

$$T < T_P \qquad C = 2.5 \tag{46}$$

$$T_P < T < T_L \qquad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right) \tag{47}$$

$$T_L < T \qquad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right) \tag{48}$$

T es el período de vibración y el coeficiente (C) se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

c) Aceleración Espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utiliza un espectro elástico de pseudo aceleraciones definido por (*ec. 46 al 48*):

$$S_a = Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot (g) \tag{49}$$

Finalmente, se calcula para diferentes valores de periodo: de 0 s hasta 10 s, distribuidos en forma creciente. Ver la tabla 38 de resultados.

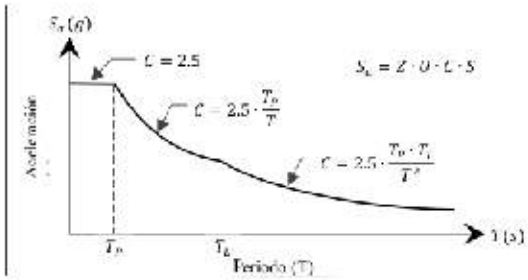


Fig. 79 Modelo de espectro según E.030

3.9.2 Análisis de la vulnerabilidad de la estructura

3.9.2.1 Análisis no lineal Pushover

a) Modelamiento estructural

Consiste en la definición de la estructura:

Materiales

- Concreto f'c = 167 kgf/cm²
- Acero de refuerzo fy = 4.200 kgf/cm²

Geometria

- Muro de e=25 cm
- Muro de e=30 cm
- Viga rectangular 30x45 cm-cm
- Losa e=30 cm

No linealidad del material

- Modelo Hognestad : Concreto No Confinado
- Modelo Mander : Concreto Confinado y No Confinado
- Modelo Simple : Acero de refuerzo fy=4200 kgf/cm2

Tabla 35. Modelos de la no linealidad de los materiales y datos.

DATOS DEL CONCRETO					
HOGNESTAD			MODELO MANDER		
f'_c =	167	kgf/cm²	f'_c =	167	kgf/cm²
ε_{cu} =	0.0034		ε_{cu} =	0.0034	
E_c =	193,842.72	kgf/cm²	E_c =	193,842.72	kgf/cm²
ε_0 =	0.0017		ε'_c =	0.0017	
			E_{sec} =	96,921.36	
			r =	2	

Nota: Elaboración propia a partir de Hognestad 1951 y Mander et. al. 1988 para concreto no confinado y confinado.

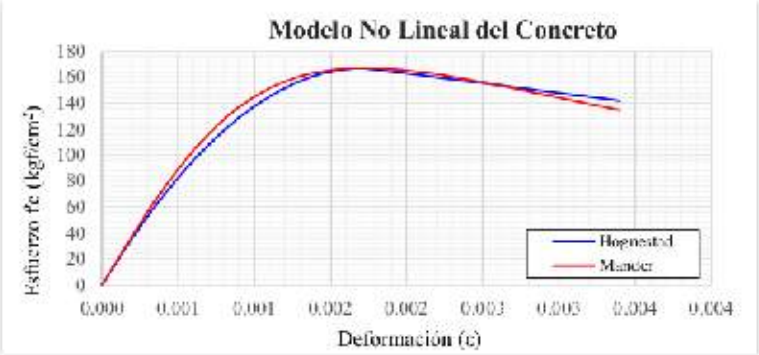


Fig. 80 Comparación de los modelos no lineales de Mander y Hognestad para concreto no confinado.

Fig. 81 Modelo de elementos finitos (3D).

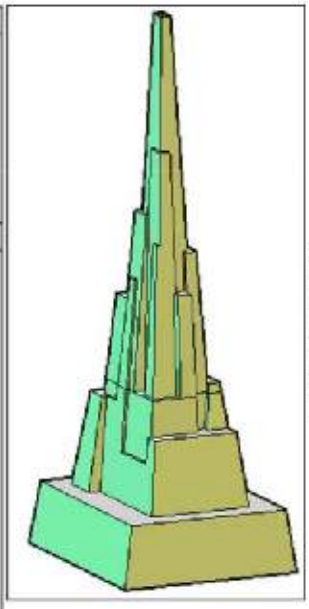
b) Consideración de fuerzas laterales

- **Cargas Verticales:** Aplicar las cargas permanentes (muertas) y las cargas vivas según las normas de diseño *[67]*.
- **Patrón de Cargas Laterales:** Definir un patrón de fuerzas laterales que represente la distribución de las fuerzas sísmicas a lo largo de la altura de la estructura. Comúnmente se utilizan patrones de fuerza triangular o uniforme *[67]*.

METRADO DE LA SUPERFICIE DEL MÁRMOL

Cálculo de area superficial por lado y nivel:

	Cara frontal	Cara posterior	Lado izquierdo	Lado derecho	Planta
Del 0.00 al 13.20 m	9.575	1.132	3.0938	3.1053	1.1749
	5.8632	11.1429	19.9196	1.6338	10.8323
	54.7724	3.4408	54.3407	78.4774	8.7204
	0.2707	3.9409	22.8728	18.967	124.9537
	69.2552	5.2675	87.2261	87.0803	3.7092
	0.4825	48.7839	1.6234		
		69.2552			
S.T.1	**140.219**	**142.9632**	**189.0764**	**189.2638**	**149.3905**
De 13.200 al 42.00 m	7.9288	25.406	27.308	39.0256	2.875
	23.0719	29.072	5.8609	6.4108	2.71
	1.2416	7.731	32.5159	13.2866	0.1847
	2.2972	4.604	36.7306	11.3885	1.074
	4.6003	13.753	3.7756	2.9561	1.0199
	6.7516	3.632	11.4598	20.4399	0.2578
	9.6048	1.895	13.3406	19.6451	0.2155
	1.9017	10.223	5.9434	8.5866	0.4217
	24.335	1.106	0.337	2.6	0.7985
	5.3719	0.752		6.193	0.8451
				4.8631	1.447
				5.213	0.2208
					1.5305
					4.1463
S.T. 2	**87.1048**	**98.174**	**137.2718**	**140.6083**	**17.7468**
Total (m2)	**227.3238**	**241.1372**	**326.3482**	**329.8721**	**167.1373**



Modelo 3D del obelisco

METRADO DE CARGAS DEL DETALLE ARQUITECTÓNICO

- Volumen absoluto del detalle arquitectónico de 13.50 al 42.00 m (Civil 3D) : 189.546 m3
- Área superficial del mármol de 13.50 al 42.00 m (Civil 3D) : 480.906 m2
- Volumen del mármol en el tramo 2 para la resta al C°A° (mármol e = 1.5 m) : 18.323 m3
- Volumen del C°A° : 171.223 m3
- Peso específico del concreto armado : 2.400 tnf/m3
- Peso específico del mármol : 2.700 tnf/m3

- Peso total de la sobrecarga de concreto armado del 13.50 al 42.00 m : 361.463 tnf
- Peso total de la sobrecarga de mármol del 13.50 al 42.00 m : 49.471 tnf
- Peso total de la sobrecarga de mármol del 1.75 al 13.50 m : 26.393 tnf

PESO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL SEGÚN SAP 2000 : 1,243.92 tnf

PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA (CONCRETO) : 1,681.25 tnf

Fig. 82 Metrado de cargas del concreto y mármol.

DISTRICIÓN DE CARGAS LINEALES

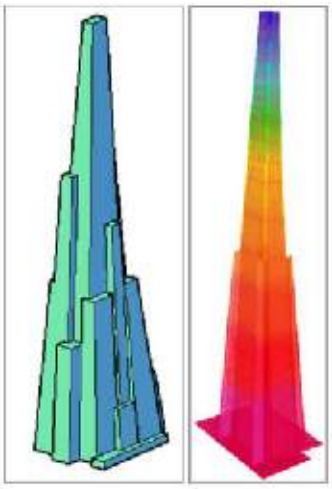
De 13.200 al 42.00 m

Peso total del concreto = 361.4651 Tonf

Peso total del mármol = 49.47077 Tonf

Longitud de aristas (m)

Concreto	Mármol	Unidad
115.5708	115.5708	m
2.2696	2.2696	m
2.2696	2.2696	m
2.9874	2.9874	m
2.9874	2.9874	m
1.3735	1.3735	
1.3735	1.3735	
1.6275	1.6275	m
0.5067	0.5067	m
8.8492	8.8492	m
5.4806	5.4806	m
145.2958	145.2958	m
2.49	**0.34**	**Tonf/m**



Modelo 3D del obelisco

Fig. 83 Distribución de cargas del obelisco.

CARGAS ESTÁTICAS

PESO SEGÚN SAP 2000			
H	DEAD	CONCR.	MARMOL
34.8	25.2831	71.8275	9.8304
27.6	64.904	143.655	19.6609
20.4	119.2589	215.4826	29.4913
13.2	188.348	287.3101	39.3218
10.45	327.3345	361.2597	49.4427
4.75	639.7698	361.2597	60.7259
0	1243.9163	361.2597	75.864

PESO SEGÚN SAP 2000			
DEAD_i	CONCR._i	MARMOL._i	PESO_i (tn)
25.2831	71.8275	9.8304	106.941
39.6209	71.8275	9.8305	121.2789
54.3549	71.8276	9.8304	136.0129
69.0891	71.8275	9.8305	150.7471
138.9865	73.9496	10.1209	223.057
312.4353	0	11.2832	323.7185
604.1465	0	15.1381	619.2846
1243.9163	361.2597	75.864	1681.04

CORTANTE BASAL	V=	251.68652 Tn

Nivel	h_i	H_i	Peso_i	P*h^k	αxi	Fi=αxi·Vex i (tonf)	F_i	Longitud
7	7.2	42.00	106.941	9136.6915	0.1659581	41.77	27.972197	1.100 m
6	7.2	34.80	121.2789	8751.1359	0.1589549	40.01	20.71818	1.931 m
5	7.2	27.60	136.0129	7920.5819	0.14386879	36.21	13.110005	2.762 m
4	7.2	20.40	150.7471	6590.7668	0.11971414	30.13	8.3858711	3.593 m
3	2.75	13.20	223.057	6697.4438	0.12165181	30.62	3.387335	9.039 m
2	5.7	10.45	323.7185	8143.0406	0.14790951	37.23	3.1280422	11.901 m
1	4.75	4.75	619.2846	7814.546	0.14194276	35.73	2.0289118	17.608 m
			1681.04	**55054.206**		**251.69**		

DATOS		DATOS	
Z=	0.25	R=	4.86
U=	1.3	T_p	0.6
C=	1.8657505	T_L	2
S=	1.2	T=	0.803966
Ro=	6	k=	1.151983
Ia=	0.9	α=	0.1497207
Ip=	0.9		

$$T < T_p \qquad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \qquad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \qquad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$$

Fig. 84 Cargas estáticas no lineales para el Pushover análisis.

c) Análisis lineal inicial y dinámico para determinar el peso total de los elementos estructurales

Tabla 36. Metrado de peso total de la edificación.

OutputCase	CaseType text	StepType text	GlobalFZ Tonf
DEAD	LinStatic		1243.9163
CM_CONC	LinStatic		361.2597
CM_MARMOL	LinStatic		75.864
PESO_TOTAL	NonStatic	Max	1681.0265
PESO_TOTAL	NonStatic	Min	1681.0265

Nota: Elaboración propia desde el software SAP 2000 25.1.0

Tabla 37. Porcentaje de participación modal y el periodo fundamental del obelisco.

OutputCase	StepType text	StepNum Unitless	Period Sec
MODAL	Mode	1	0.803966

Nota: Elaboración propia desde el software SAP 2000 25.1.0

d) Análisis de Pushover (carga incremental) y el control en nodo

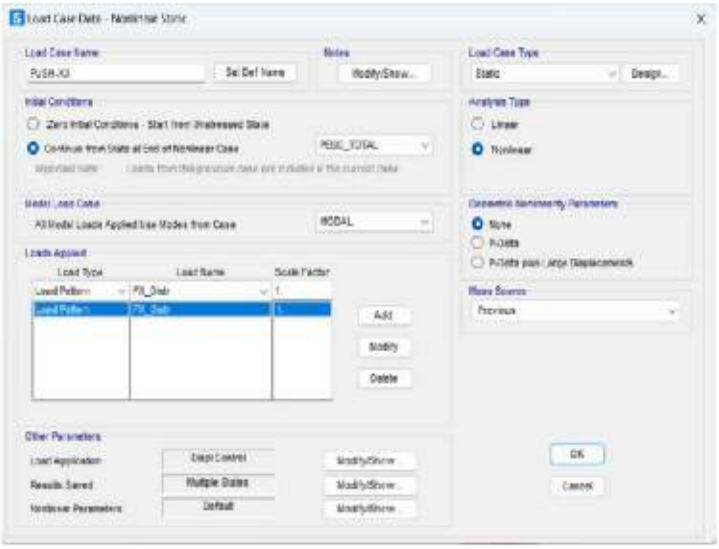


Fig. 85 Caso de carga no lineal estatico.

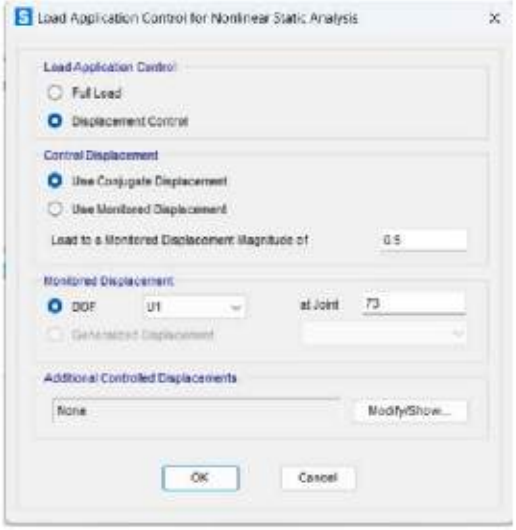


Fig. 86 Asignación de carga no lineal y el punto de control.

Asignación de la no linealidad de los materiales:

Finalmente, se asigna el modelo de fibras en la sección de los muros del obelisco *[67]*.

Observación 4: Análisis modal espectral

Previo al análisis estático No Lineal Pushover, se realiza la verificación mediante el análisis modal espectral con la finalidad de validar los resultados del análisis Pushover.

Tabla 38. Parámetro sísmico en la dirección X-X del obelisco.

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	Peso	FX	Despl	Driff	Stiffnes	Masa
Text	Text	Text	tonf	tonf	m	m	tonf/m	kgf-s2/m
JOINT7	SX	LinStatic	106.941	4.8803	0.067868	0.022534	216.574953	10905.67
JOINT6	SX	LinStatic	121.2789	42.1938	0.045334	0.018523	2277.91394	12367.8258
JOINT5	SX	LinStatic	136.0129	41.2361	0.026811	0.013579	3036.75528	13870.3753
JOINT4	SX	LinStatic	150.7471	35.063	0.013232	0.009982	3512.62272	15372.9451
JOINT3	SX	LinStatic	223.057	30.8147	0.00325	0.002067	14907.9342	22746.9916
JOINT2	SX	LinStatic	323.7185	27.5457	0.001183	0.001042	26435.4127	33012.2884
JOINT1	SX	LinStatic	619.2846	26.0086	0.000141	0.000141	184458.156	63153.6406

Nota: Elaboración propia desde SAP 2000 V.25.1.0

Se realiza el ensamblaje de la matriz masa y rigidez *[66]*:

$$M := \begin{bmatrix} Ms_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & Ms_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & Ms_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & Ms_4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & Ms_5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & Ms_6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & Ms_7 \end{bmatrix}$$

$$K := \begin{bmatrix} Ks_1+Ks_2 & -Ks_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -Ks_2 & Ks_2+Ks_3 & -Ks_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -Ks_3 & Ks_3+Ks_4 & -Ks_4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -Ks_4 & Ks_4+Ks_5 & -Ks_5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -Ks_5 & Ks_5+Ks_6 & -Ks_6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -Ks_6 & Ks_6+Ks_7 & -Ks_7 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -Ks_7 & Ks_7 \end{bmatrix}$$

Por mayor versatilidad de la resolución, se utiliza el software MathCad Prime 8.0, y los resultados se adjunta mediante la programación:

$$\lambda := \left\| \begin{array}{l} J \leftarrow \text{eigenvals}\left(M^{-1} \cdot K\right) \\ \text{for } i \in 1,2..\text{rows}(J) \\ \quad \left\| \lambda_i \leftarrow J_{\text{rows}(J)-i+1,\,1} \right. \\ \lambda \end{array} \right. = \begin{bmatrix} 0.014 \\ 0.052 \\ 0.239 \\ 0.44 \\ 0.679 \\ 1.512 \\ 3.496 \end{bmatrix} \qquad r := \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ \vdots \end{bmatrix}$$

$$t := \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \ldots \end{bmatrix}$$

$$norm := \left\| \begin{array}{l} J \leftarrow \text{eigenvecs}\left(M^{-1} \cdot K\right) \\ \text{for } i \in 1,2..\text{rows}(J) \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{for } j \in 1,2..\text{rows}(J) \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \lambda_{i,j} \leftarrow J_{i,\text{rows}(J)-j+1} \\ h_{i,j} \leftarrow \dfrac{\lambda_{i,j}}{\lambda_{1,j}} \end{array} \right. \end{array} \right. \\ h \end{array} \right. = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 7.943 & 7.854 & 7.408 & 6.925 & 6.356 & 4.366 & -0.375 \\ 20.003 & 19.106 & 14.857 & 10.678 & 6.299 & -4.282 & 0.092 \\ 69.326 & 60.453 & 23.522 & -3.851 & -21.633 & 0.935 & -0.007 \\ 121.339 & 92.423 & 5.138 & -12.071 & 20.398 & -0.185 & 0 \\ 180.07 & 105.885 & -26.833 & 9.344 & -7.882 & 0.026 & 0 \\ 650.145 & -65.809 & 2.437 & -0.441 & 0.238 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$y := \text{submatrix}(r, 1, \text{rows}(K)+1, 1, 1) = \begin{bmatrix} 0 \\ \vdots \end{bmatrix}$$

$$tt := \text{submatrix}(t, 1, 1, 1, \text{rows}(K)) = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$b := \text{submatrix}(bb, 1, \text{rows}(K), 1, 1) = \begin{bmatrix} 1 \\ \vdots \end{bmatrix}$$

$$x := \text{stack}(tt, norm) = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 7.943 & 7.854 & 7.408 & 6.925 & 6.356 & 4.366 & -0.375 \\ 20.003 & 19.106 & 14.857 & 10.678 & 6.299 & -4.282 & 0.092 \\ 69.326 & 60.453 & 23.522 & -3.851 & -21.633 & 0.935 & -0.007 \\ 121.339 & 92.423 & 5.138 & -12.071 & 20.398 & -0.185 & 0 \\ 180.07 & 105.885 & -26.833 & 9.344 & -7.882 & 0.026 & 0 \\ 650.145 & -65.809 & 2.437 & -0.441 & 0.238 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$\left[K - \omega^2 \cdot M\right] \{\phi_j^{\,i}\} = \{0\}$ Ecuación para el cálculo de modos de vibración.

$$\omega := \sqrt{\lambda} = \begin{bmatrix} 0.12 \\ 0.228 \\ 0.488 \\ 0.664 \\ 0.824 \\ 1.23 \\ 1.87 \end{bmatrix}$$

Frecuencia natural de vibración.

$$T := \frac{2 \cdot \pi}{\omega} = \begin{bmatrix} 52.435 \\ 27.604 \\ 12.864 \\ 9.467 \\ 7.626 \\ 5.11 \\ 3.36 \end{bmatrix}$$

Periodo natural de vibración

$$\phi(i) := K - \omega_i^{\,2} \cdot M$$

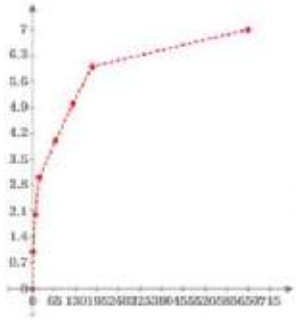
Cálculo de modo de vibración i

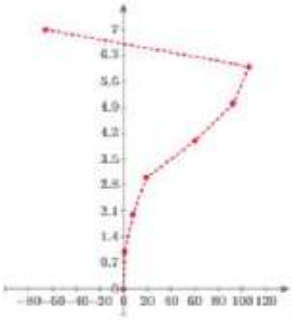
$$\phi(1) = \begin{bmatrix} 209986.769 & -26435.413 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -26435.413 & 40869.336 & -14907.934 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -14907.934 & 18093.941 & -3512.623 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -3512.623 & 6328.644 & -3036.755 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -3036.755 & 5115.51 & -2277.914 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -2277.914 & 2316.904 & -216.575 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -216.575 & 59.984 \end{bmatrix} \qquad \phi_i^{\,i} = \begin{bmatrix} 1 \\ \phi_i^{\,1} \\ \phi_i^{\,2} \end{bmatrix}$$

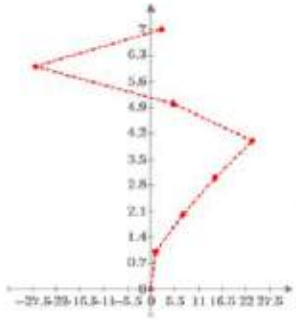
Matriz normalizada:

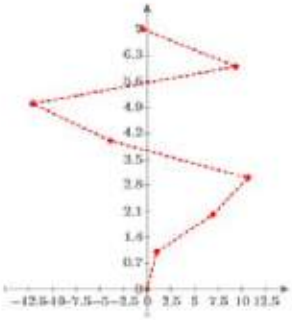
$$norm = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 7.9434 & 7.8539 & 7.4078 & 6.9255 & 6.356 & 4.366 & -0.3753 \\ 20.0031 & 19.1065 & 14.8572 & 10.6782 & 6.2991 & -4.2816 & 0.092 \\ 69.3261 & 60.453 & 23.5216 & -3.8513 & -21.6328 & 0.9347 & -0.0069 \\ 121.3388 & 92.4228 & 5.1385 & -12.0706 & 20.3976 & -0.1851 & 0.0005 \\ 180.0699 & 105.8849 & -26.8325 & 9.344 & -7.8825 & 0.026 & 0 \\ 650.1455 & -65.8094 & 2.4366 & -0.4412 & 0.2375 & -0.0003 & 0 \end{bmatrix}$$

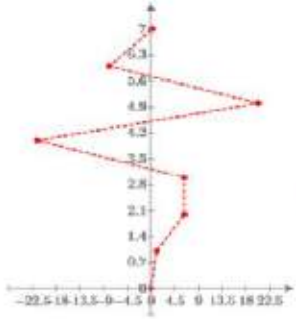
Modos de vibración en la siguiente página:

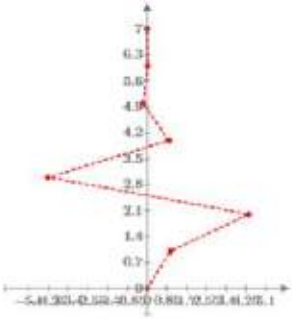

y
$x^{(1)}$


y
$x^{(2)}$


y
$x^{(3)}$


y
$x^{(4)}$


y
$x^{(5)}$


y
$x^{(6)}$

Factor de participación modal:

$$FPM_i = \frac{\phi_j^{i\,T} \cdot M \cdot b}{\phi_j^{i\,T} \cdot M \cdot \phi_j^{i}}$$

Datos:

$$M = \begin{bmatrix} 63153.641 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 33012.288 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 22746.992 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 15372.945 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 13870.375 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 12367.826 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 10905.67 \end{bmatrix}$$

$$K = \begin{bmatrix} 210893.569 & -26435.413 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -26435.413 & 41343.347 & -14907.934 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -14907.934 & 18420.557 & -3512.623 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -3512.623 & 6549.378 & -3036.755 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -3036.755 & 5314.669 & -2277.914 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -2277.914 & 2494.489 & -216.575 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -216.575 & 216.575 \end{bmatrix}$$

$$norm = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 7.943 & 7.854 & 7.408 & 6.925 & 6.356 & 4.366 & -0.375 \\ 20.003 & 19.106 & 14.857 & 10.678 & 6.299 & -4.282 & 0.092 \\ 69.326 & 60.453 & 23.522 & -3.851 & -21.633 & 0.935 & -0.007 \\ 121.339 & 92.423 & 5.138 & -12.071 & 20.398 & -0.185 & 0 \\ 180.07 & 105.885 & -26.833 & 9.344 & -7.882 & 0.026 & 0 \\ 650.145 & -65.809 & 2.437 & -0.441 & 0.238 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$ matriz normalizada.

$$b = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \qquad FPM = \left((norm)^T \cdot M \cdot norm\right)^{-1} \cdot (norm)^T \cdot M \cdot b = \begin{bmatrix} 0.002 \\ 0.01 \\ 0.031 \\ 0.055 \\ 0.017 \\ 0.109 \\ 0.776 \end{bmatrix}$$

- **Parámetro sísmico de la zona:**

a) Parámetros de zona:

$Zona = 2$

$Z = 0.25$

b) Categoria de zona:

$Categoria = \text{"B"}$

$U = 1.3$

c) Factor de suelo:

$Suelo = \text{"S2"}$

$S = 1.2 \qquad T_P = 0.6 \qquad T_L = 2$

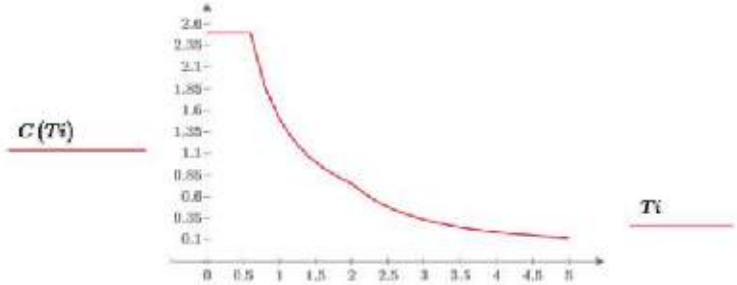
d) Sistema estructural:

$M.Estructural = 2$

$\therefore \quad R := 4.86$

e) Factor de amplificación sísmica (C)

ver las ecuaciones 46, 47 y 48



$$C := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1,2..\text{rows}(T) \\ \quad t_{i,1} \leftarrow \left| \begin{array}{l} \text{if } T_i < T_P \\ \quad f_{i,1} \leftarrow 2.5 \\ \text{else if } T_P \le T_i < T_L \\ \quad f_{i,1} \leftarrow 2.5 \cdot \dfrac{T_P}{T_i} \\ \text{else} \\ \quad f_{i,1} \leftarrow 2.5 \cdot \dfrac{T_P \cdot T_L}{T_i^{\,2}} \end{array} \right. \\ t \end{array} \right\| = \begin{bmatrix} 0.001 \\ 0.004 \\ 0.018 \\ 0.033 \\ 0.052 \\ 0.115 \\ 0.266 \end{bmatrix}$$

$$Sa := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1,2..\text{rows}(T) \\ \quad Saa_{i,1} \leftarrow \dfrac{Z \cdot U \cdot C_{i,1} \cdot S}{R} \cdot 980.6 \\ Saa \end{array} \right\| = \begin{bmatrix} 0.086 \\ 0.31 \\ 1.426 \\ 2.634 \\ 4.059 \\ 9.04 \\ 20.908 \end{bmatrix}$$

$$T = \begin{bmatrix} 52.435 \\ 27.604 \\ 12.864 \\ 9.467 \\ 7.626 \\ 5.11 \\ 3.36 \end{bmatrix} \quad C = \begin{bmatrix} 0.001 \\ 0.004 \\ 0.018 \\ 0.033 \\ 0.052 \\ 0.115 \\ 0.266 \end{bmatrix} \quad Sa = \begin{bmatrix} 0.086 \\ 0.31 \\ 1.426 \\ 2.634 \\ 4.059 \\ 9.04 \\ 20.908 \end{bmatrix}$$

Vector de desplazamiento:

$$Desp := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1,2..\text{rows}(K) \\ \quad \text{for } j \in 1,2..\text{rows}(K) \\ \quad\quad Re_{j,i} \leftarrow \dfrac{FPM_i \cdot Sa_i}{\omega_i^{\,2}} \cdot norma_{j,i} \\ Re \end{array} \right\| = \begin{bmatrix} 0.01 & 0.06 & 0.19 & 0.33 & 0.1 & 0.65 & 4.64 \\ 0.12 & 0.45 & 1.38 & 2.29 & 0.64 & 2.84 & -1.74 \\ 0.29 & 1.1 & 2.78 & 3.53 & 0.64 & -2.78 & 0.43 \\ 1 & 3.47 & 4.4 & -1.27 & -2.19 & 0.61 & -0.03 \\ 1.76 & 5.3 & 0.96 & -3.99 & 2.07 & -0.12 & 0 \\ 2.61 & 6.08 & -5.02 & 3.09 & -0.8 & 0.02 & 0 \\ 9.42 & -3.78 & 0.46 & -0.15 & 0.02 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Combinación modal de desplazamientos:

$$X := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1,2..\text{rows}(K) \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{for } j \in 1,2..\text{rows}(K) \\ \quad \left\| x1_{i,j} \leftarrow \text{abs}\left(Desp_{i,j}\right) \right. \end{array} \right. \\ x1 \end{array} \right\| = \begin{bmatrix} 0.014 & 0.057 & 0.187 & 0.331 & 0.101 & 0.649 & 4.639 \\ 0.115 & 0.451 & 1.385 & 2.291 & 0.644 & 2.836 & 1.741 \\ 0.29 & 1.097 & 2.777 & 3.532 & 0.638 & 2.781 & 0.427 \\ 1.005 & 3.469 & 4.397 & 1.274 & 2.192 & 0.607 & 0.032 \\ 1.759 & 5.304 & 0.96 & 3.993 & 2.067 & 0.12 & 0.002 \\ 2.61 & 6.077 & 5.016 & 3.091 & 0.799 & 0.017 & 0 \\ 9.423 & 3.777 & 0.455 & 0.146 & 0.024 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$X1 := \sum_{i=1}^{\text{rows}(K)} X^{(i)} = \begin{bmatrix} 5.98 \\ 9.462 \\ 11.541 \\ 12.976 \\ 14.205 \\ 17.609 \\ 13.826 \end{bmatrix} \qquad X2 := \sqrt{\sum_{i=1}^{\text{rows}(K)} \left(X^{(i)}\right)^2} = \begin{bmatrix} 4.701 \\ 4.344 \\ 5.459 \\ 6.259 \\ 7.237 \\ 8.893 \\ 10.163 \end{bmatrix}$$

Combinación modal de desplazamiento: Desplazamiento inelástico según RNE E.030:

$$Xinelastico := 0.75 \cdot R \cdot Xmax = \begin{bmatrix} 18.302 \\ \vdots \end{bmatrix}$$

cm.

Finalmente, el desplazamiento para el primer modo resulta de **18.302 cm**, la ligera variación en los resultados representa por considerar el rigidez absoluto calculado por el software Sap2000 V.25; el valor del desplazamiento obtenido debe ser similar al calculado mediante el análisis Pushover en el obelisco.

3.9.3 Análisis de exposición

El proceso de evaluación de la exposición es un paso crucial en la evaluación del riesgo sísmico, ya que determina los elementos que pueden verse afectados por un evento sísmico (terremoto) en una zona específica. Este procedimiento involucra la identificación y cuantificación de los activos, personas e infraestructuras presentes en el área de interés.

4 Análisis de resultados

4.1 Evaluación del peligro sísmico

La evaluación del peligro sísmico elaborado bajo el procedimiento de microzonificación y calculado con el software R-Crisis 2007 V.20.3.0 *[68]*.

4.1.1 Peligro sísmico según Software R-Crisis 2007

Resultado del análisis del peligro sísmico para diferentes periodos de retorno e intensidades mediante leyes de Atenuación en el distrito de Quinua.

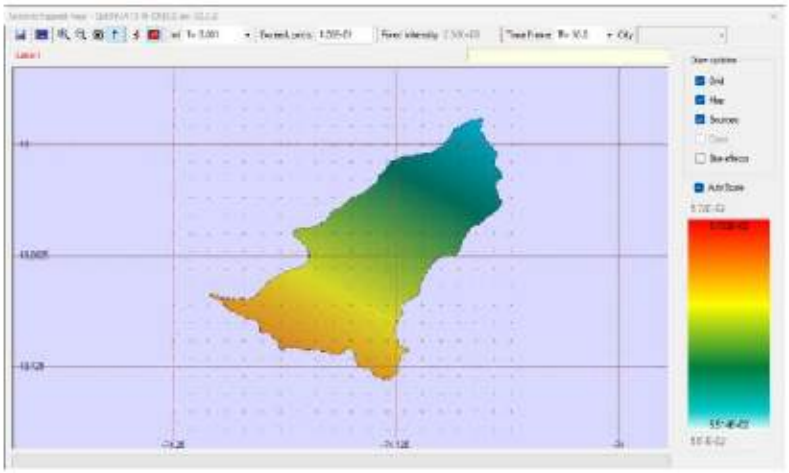


Fig. 87 Vista del mapa cromático de la distribución de las intensidades para diferentes periodos de retorno R-Crisis 2007 20.3.0.

Tabla 39. Ubicación del obelisco de pampa de Ayacucho.

Descripción	Longitud	Latitud
Ubicación: Ayacucho, Huamanga, Quinua		
Obelisco de pampa de Ayacucho	-74.12°	-13.04°

Nota: Elaboración propia desde la estación para el punto geodésico (ver memoria fotográfica de los anexos).

Tabla 40. Valores de intensidades asociados a diferentes periodos de retorno (cm/s2).

T(s)	Sa(cm/s2)				
	72 años	225 años	475 años	975 años	2475 años
0	325	443	560	708	872
0.075	434	753	889	1050	1310
0.1	522	856	1030	1230	1560

0.2	752	991	1220	1500	1960
0.3	602	919	1110	1350	1750
0.4	521	857	1030	1240	1580
0.5	476	811	968	1160	1460
0.75	356	520	691	837	1020
1	293	388	480	594	774
1.5	161	274	340	407	516
2	129	189	251	316	397
3	65	116	145	181	243

Nota: Elaboración propia desde el software R-Crisis 2007 20.3.0 archivo .fue

Tabla 41. Valores de intensidades asociados a diferentes periodos de retorno (PGA).

T(s)	Sa(g)				
	72 años	225 años	475 años	975 años	2475 años
0	0.331	0.452	0.571	0.722	0.889
0.075	0.443	0.768	0.907	1.071	1.336
0.1	0.532	0.873	1.050	1.254	1.591
0.2	0.767	1.011	1.244	1.530	1.999
0.3	0.614	0.937	1.132	1.377	1.785
0.4	0.531	0.874	1.050	1.265	1.611
0.5	0.485	0.827	0.987	1.183	1.489
0.75	0.363	0.530	0.705	0.854	1.040
1	0.299	0.396	0.489	0.606	0.789
1.5	0.164	0.279	0.347	0.415	0.526
2	0.132	0.193	0.256	0.322	0.405
3	0.066	0.118	0.148	0.185	0.248

Nota: Elaboración propia desde el software R-Crisis 20.3.0 y dividido entre la gravedad (980.665 cm/s2) a los valores de la tabla anterior.

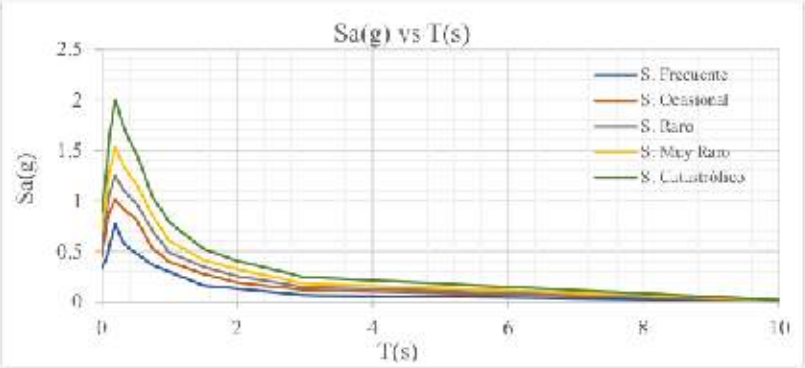


Fig. 88 Ordenada espectral para diferentes periodos de retorno.

4.1.2 Determinación del peligro sísmico según E.030 diseño sismorresistente

Tabla 42. Parámetros sísmicos según E.030.

Parámetro	Valor
Z=	0.25
U=	1.3
S	1.2
Tp=	0.6
Tl=	2.0
Ia =	0.9
Ip =	0.9
Ro=	6.0
R=	3.375

Nota: Elaboración propia desde el manual de diseño sismorresistente E.030[29].

Tabla 43. Espectro de aceleraciones según la norma técnica de edificaciones E.030

E.030 - DISEÑO SISMORRESISTENTE						
T(s)	C	Sa=Z.U.C.S.(g)	FRECUENTE 1/3	OCASIONAL 1.4	RARO 1	MUY RARO 1.3
0	2.5	0.975	0.3250	0.4550	0.9750	1.2675
0.02	2.5	0.975	0.3250	0.4550	0.9750	1.2675
0.04	2.5	0.975	0.3250	0.4550	0.9750	1.2675
0.06	2.5	0.975	0.3250	0.4550	0.9750	1.2675
0.08	2.5	0.975	0.3250	0.4550	0.9750	1.2675
0.10	2.5	0.975	0.3250	0.4550	0.9750	1.2675
0.12	2.5	0.975	0.3250	0.4550	0.9750	1.2675
0.14	2.5	0.975	0.3250	0.4550	0.9750	1.2675
0.16	2.5	0.975	0.3250	0.4550	0.9750	1.2675
0.18	2.5	0.975	0.3250	0.4550	0.9750	1.2675
0.20	2.5	0.975	0.3250	0.4550	0.9750	1.2675
0.25	2.5	0.975	0.3250	0.4550	0.9750	1.2675
0.30	2.5	0.975	0.3250	0.4550	0.9750	1.2675
0.35	2.5	0.975	0.3250	0.4550	0.9750	1.2675
0.40	2.5	0.975	0.3250	0.4550	0.9750	1.2675
0.45	2.5	0.975	0.3250	0.4550	0.9750	1.2675
0.50	2.5	0.975	0.3250	0.4550	0.9750	1.2675
0.55	2.5	0.975	0.3250	0.4550	0.9750	1.2675
0.60	2.5	0.975	0.3250	0.4550	0.9750	1.2675
0.65	2.308	0.900	0.3000	0.4200	0.9000	1.1700
0.70	2.143	0.836	0.2786	0.3900	0.8357	1.0864
0.75	2.000	0.780	0.2600	0.3640	0.7800	1.0140
0.80	1.875	0.731	0.2438	0.3413	0.7313	0.9506
0.85	1.765	0.688	0.2294	0.3212	0.6882	0.8947
0.90	1.667	0.650	0.2167	0.3033	0.6500	0.8450

0.95	1.579	0.616	0.2053	0.2874	0.6158	0.8005
1.0	1.500	0.585	0.1950	0.2730	0.5850	0.7605
1.1	1.364	0.532	0.1773	0.2482	0.5318	0.6914
1.2	1.250	0.488	0.1625	0.2275	0.4875	0.6338
1.3	1.154	0.450	0.1500	0.2100	0.4500	0.5850
1.4	1.071	0.418	0.1393	0.1950	0.4179	0.5432
1.5	1.000	0.390	0.1300	0.1820	0.3900	0.5070
1.6	0.938	0.366	0.1219	0.1706	0.3656	0.4753
1.7	0.882	0.344	0.1147	0.1606	0.3441	0.4474
1.8	0.833	0.325	0.1083	0.1517	0.3250	0.4225
1.9	0.789	0.308	0.1026	0.1437	0.3079	0.4003
2.0	0.750	0.293	0.0975	0.1365	0.2925	0.3803
2.2	0.620	0.242	0.0806	0.1128	0.2417	0.3143
2.4	0.521	0.203	0.0677	0.0948	0.2031	0.2641
2.6	0.444	0.173	0.0577	0.0808	0.1731	0.2250
2.8	0.383	0.149	0.0497	0.0696	0.1492	0.1940
3	0.333	0.130	0.0433	0.0607	0.1300	0.1690
4	0.188	0.073	0.0244	0.0341	0.0731	0.0951
5	0.120	0.047	0.0156	0.0218	0.0468	0.0608
6	0.083	0.033	0.0108	0.0152	0.0325	0.0423
7	0.061	0.024	0.0080	0.0111	0.0239	0.0310
8	0.047	0.018	0.0061	0.0085	0.0183	0.0238
9	0.037	0.014	0.0048	0.0067	0.0144	0.0188
10	0.030	0.012	0.0039	0.0055	0.0117	0.0152

Nota: Elaboración propia desde el manual de diseño sismorresistente E.030[29].

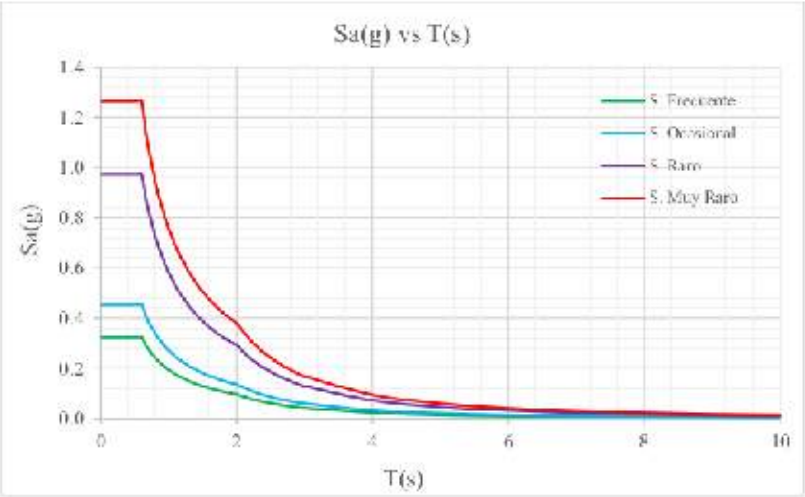


Fig. 89 Aceleración espectral según E.030

4.1.3 Gráfico comparativo de resultados

Se realiza la comparación entre las dos informaciones obtenidas mediante el grafico de visualización (Crisis 2007 V.20.3.0 vs E.030).

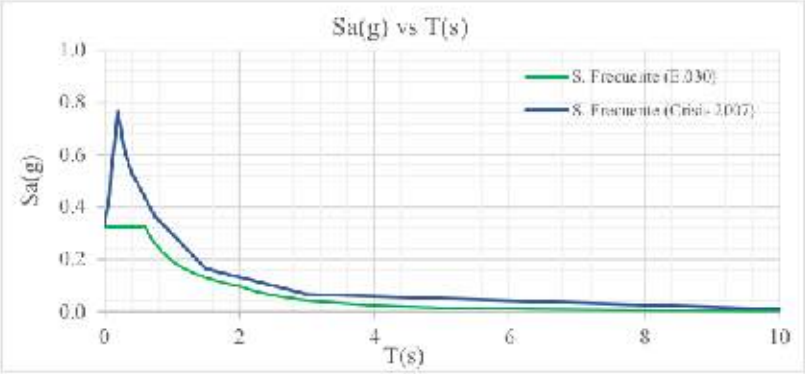


Fig. 90 Aceleración espectral para Sismo Frecuente.

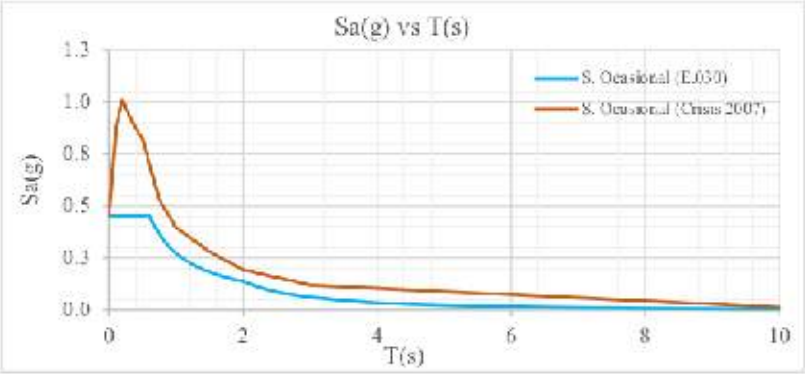


Fig. 91 Aceleración espectral para Sismo Ocasional.

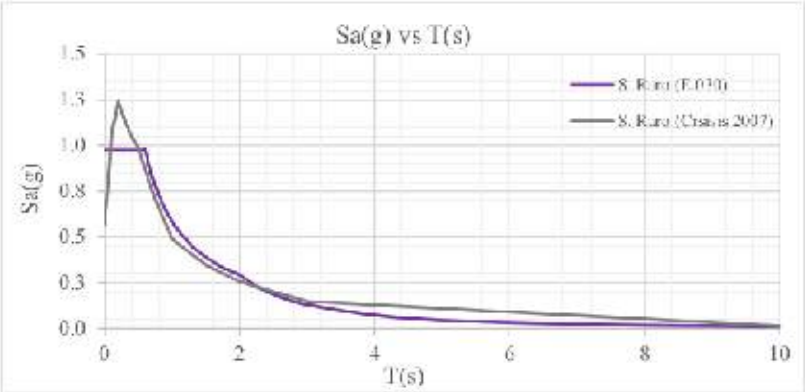


Fig. 92 Aceleración espectral para Sismo Raro.

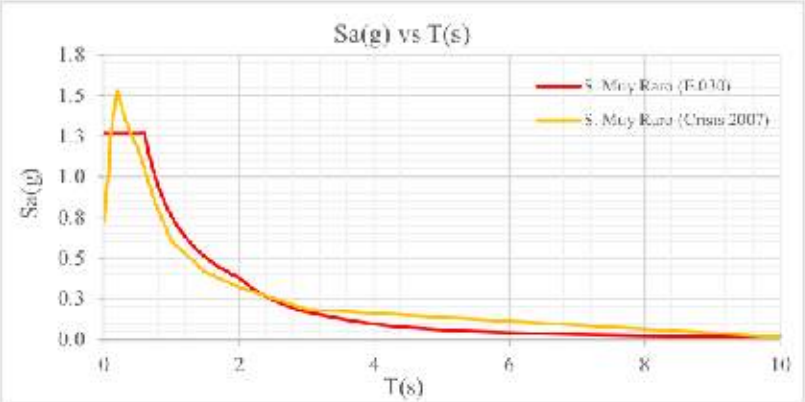


Fig. 93 Aceleración espectral para Sismo Muy Raro.

4.2 Vulnerabilidad sísmica

4.2.1 Análisis estático no lineal (Pushover)

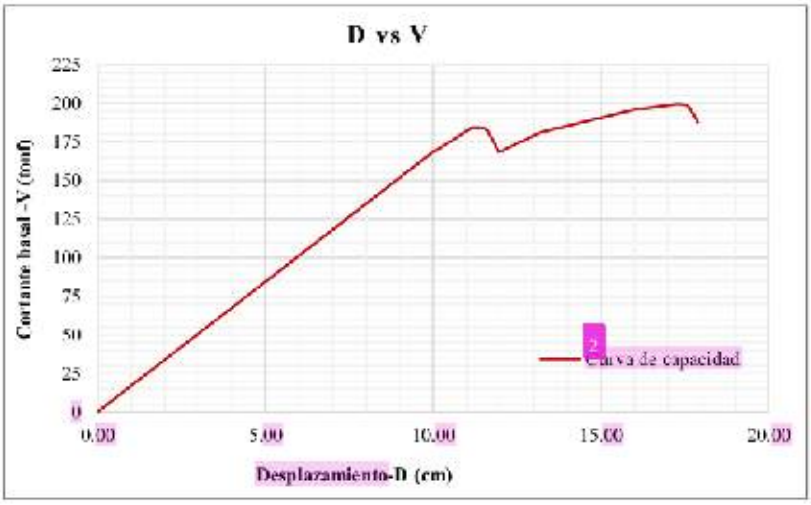


Fig. 94 Curva Pushover del obelisco sin reforzamiento.

Se observa la curva de capacidad resultante, se interpreta que la estructura se comporta de forma lineal hasta que inicia las primeras fallas por la falta de ductilidad en el punto (11.1833; 184.6894), después, la capacidad decae de manera ligera.

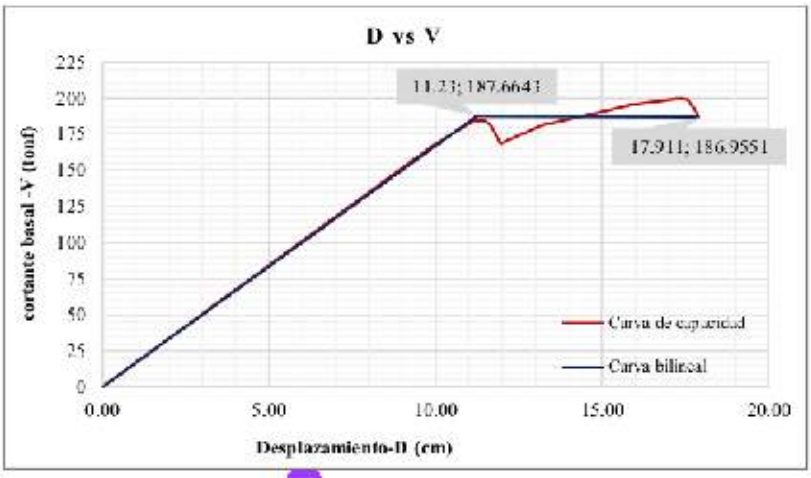


Fig. 95 Curva de capacidad y curva de capacidad bilineal.

Se muestran los puntos que conforman la curva bilineal junto con las áreas bajo la curva de capacidad y bajo la de capacidad bilineal.

Punto de Fluencia	(11.1833; 184.6894)
Punto de Cedencia	(17.9097; 186.9903)

4.2.2 Espectro de capacidad

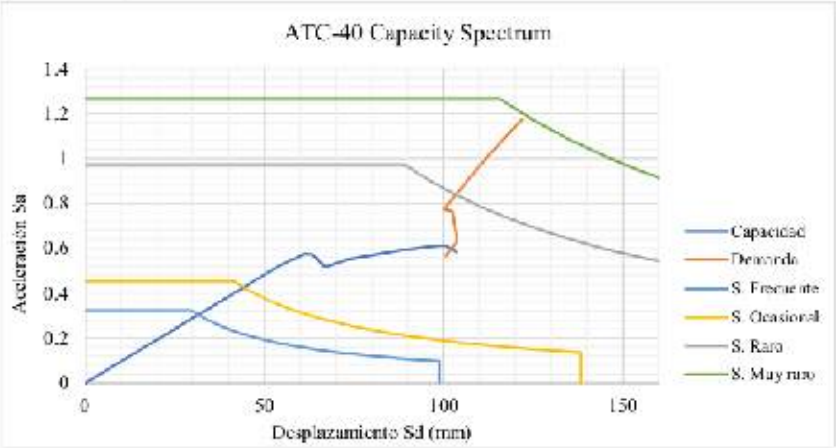


Fig. 96 Espectro de capacidad para sismo no reducido (elástico).

Comentario: en los gráficos mostrados, la estructura carece ductilidad en vista que, la curva Pushover o la capacidad de la estructura es lineal hasta la cima e inicia con el descenso; el descenso de la curva, indica que hay partes de la estructura que inician a fallar (rotura frágil), asimismo, desde el descenso ligero, el acero inicia a fluir en la zona no lineal brindando una

resistencia adicional a la estructura; del gráfico anterior, se visualiza que la estructura no soporta a un sismo raro (sismo raro), sin embargo si soporta a un sismo que se presenta de manera ocasional, para el incremento de la capacidad, se debe de realizar un reforzamiento estructural en zonas donde se presenta las fallas.

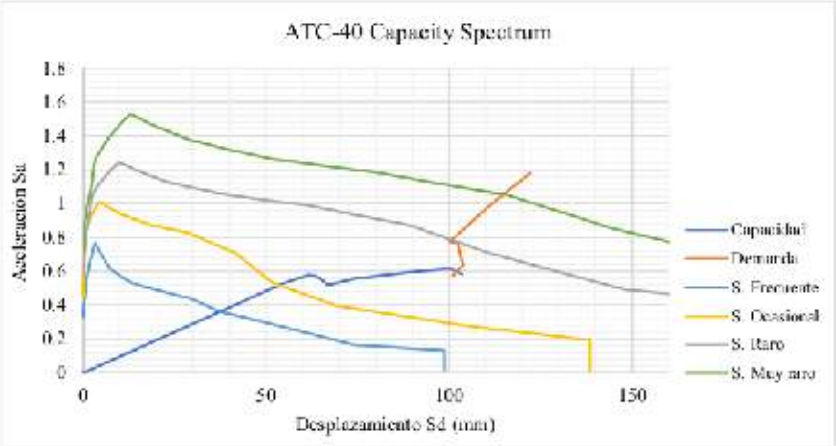
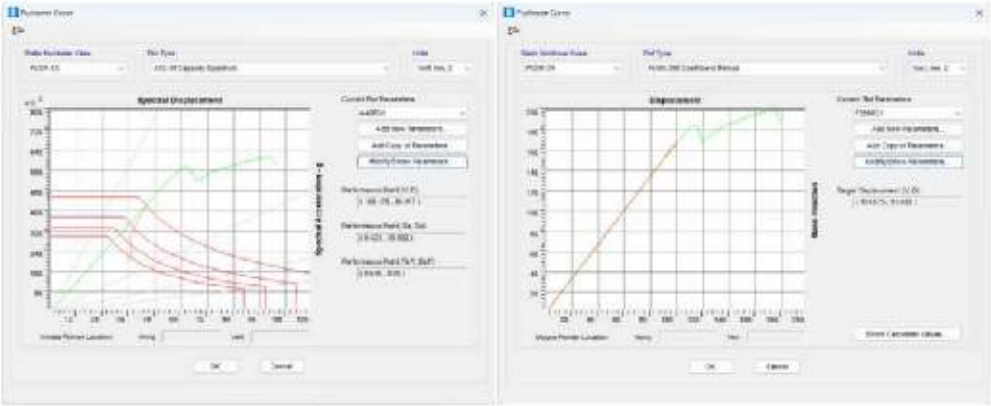


Fig. 97 Espectro de capacidad para sismo no reducido (elástico).

Similar al grafico anterior, la demanda capacidad se presenta por debajo del espectro de aceleración para sismo de tipo raro, lo que implica, la estructura debe ser reforzado en los puntos que presentan mayores esfuerzos.

4.2.3 Curva espectro de capacidad

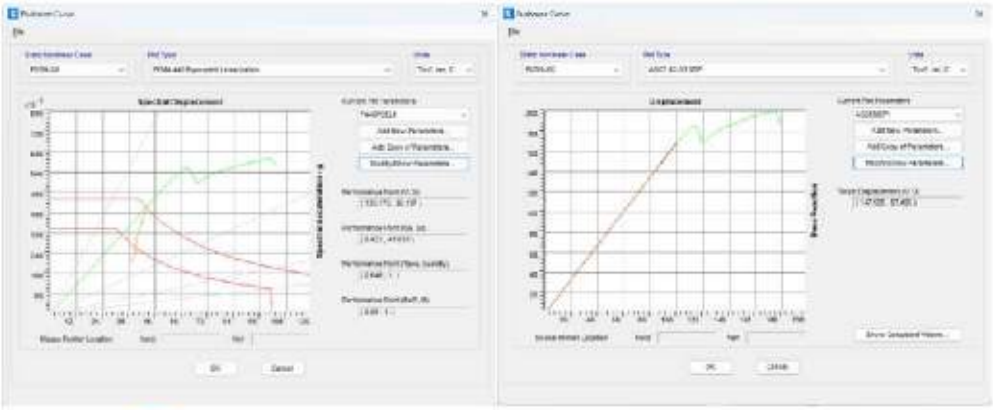
4.2.3.1 Curva de espectro capacidad para Sismo OCASIONAL según el RNE E.060



a) **b)**

Nota: vista de espectro de capacidad según, a) ATC-40 y b) FEMA 356 del método de coeficiente.

En ambos casos, la estructura no tiende a fallar para el espectro

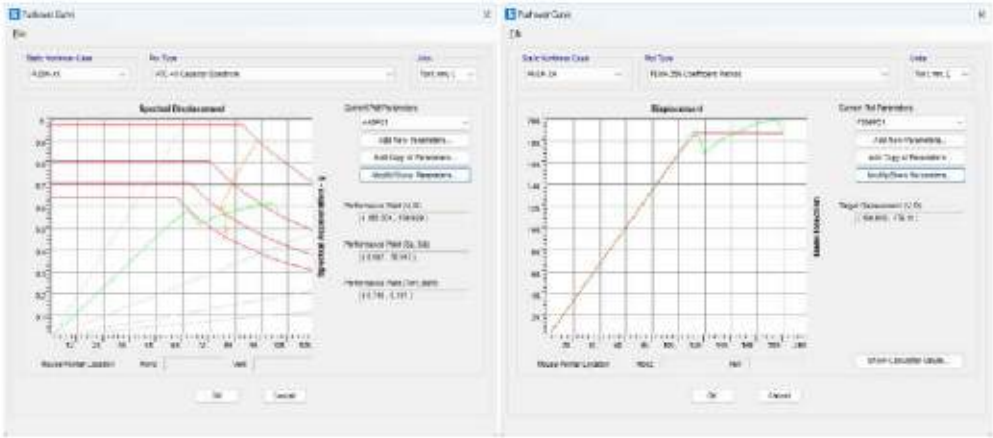


c) d)

Nota: vista de espectro de capacidad según, c) FEMA 440 y d) ASCE 41-13 NSP.

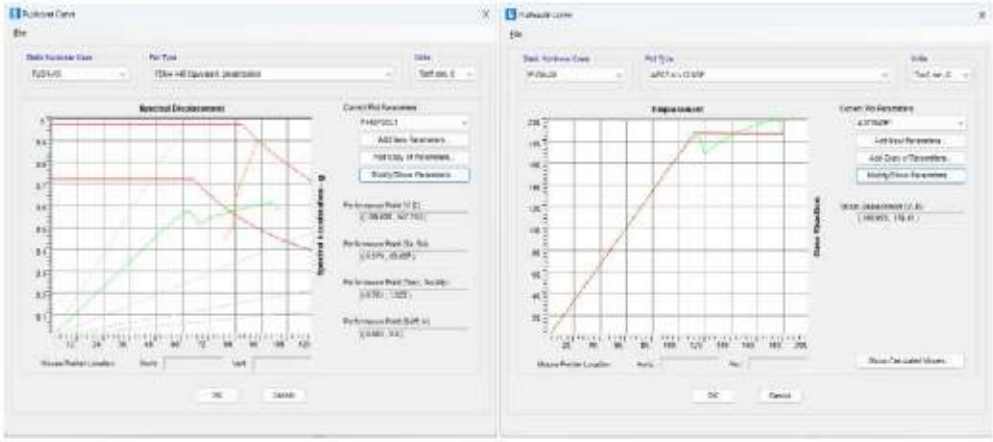
Fig. 98 Espectro capacidad para Sismo OCASIONAL según el RNE E.060 y elaborado en R-Crisis 20.3.0 y SAP 2000 25.1.0.

4.2.3.2 Curva de espectro capacidad para Sismo RARO según el RNE E.060



a) b)

Nota: vista de espectro de capacidad según, a) ATC 40 y b) FEMA 356.

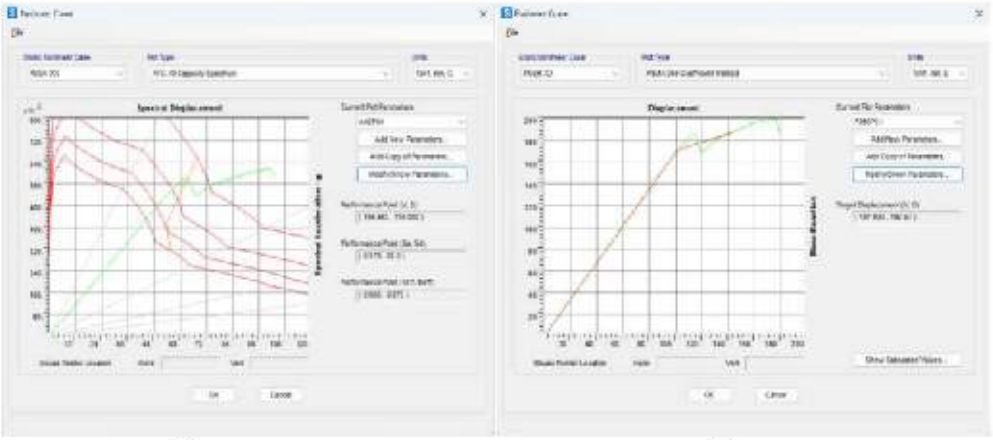


c) d)

nota: vista de espectro de capacidad según, c) FEMA 440 y d) ASCE 41-13 NSP.

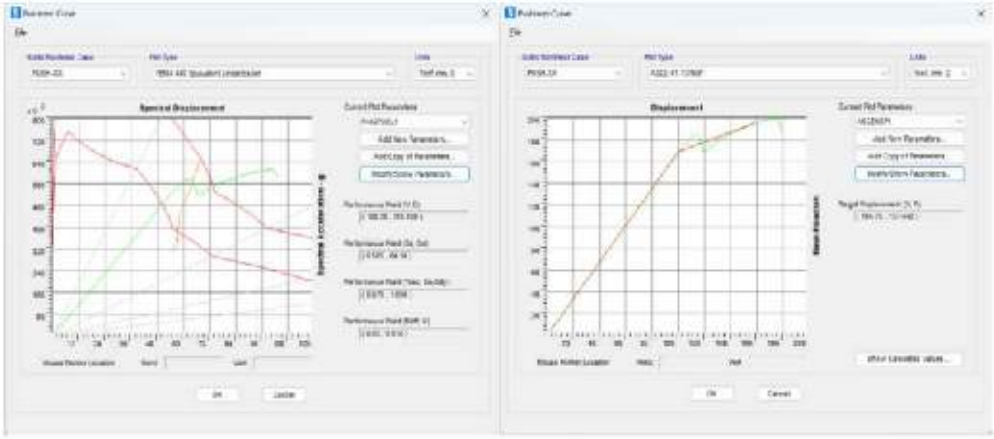
Fig. 99 Espectro capacidad para Sismo RARO según el RNE E.060, elaborado en R-Crisis 20.3.0 y SAP 2000 25.1.0

4.2.3.3 Curva de espectro capacidad para Sismo OCASIONAL según el R-CRISIS 20.3.0



a) b)

Nota: vista de espectro de capacidad según, a) FEMA 440 y b) ASCE 41-13 NSP.

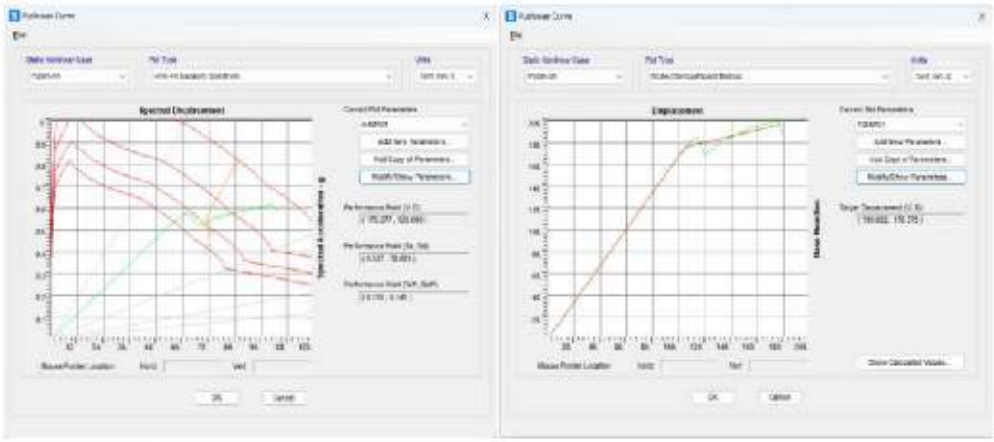


c) d)

Nota: vista de espectro de capacidad según, c) FEMA 440 y d) ASCE 41-13 NSP.

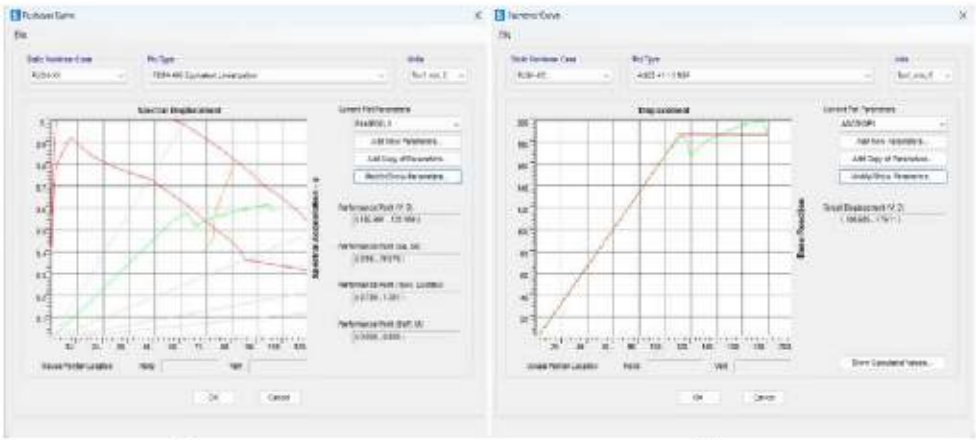
Fig. 100 Análisis no lineal Pushover para un rango elástico y sismo ocasional, elaborado en R-Crisis 20.3.0 y SAP 2000 25.1.0

4.2.3.4 Curva de espectro capacidad para Sismo RARO según el CRISIS 2007



a) b)

Nota: vista de espectro de capacidad según, a) FEMA 440 y b) ASCE 41-13 NSP.



c) d)

Nota: vista de espectro de capacidad según, c) FEMA 440 y d) ASCE 41-13 NSP.

Fig. 101 Análisis no lineal Pushover para un rango elástico y sismo RARO, elaborado en R-Crisis 20.3.0 y SAP 2000 25.1.0

4.2.3.5 Identificación de desplazamiento inicial:

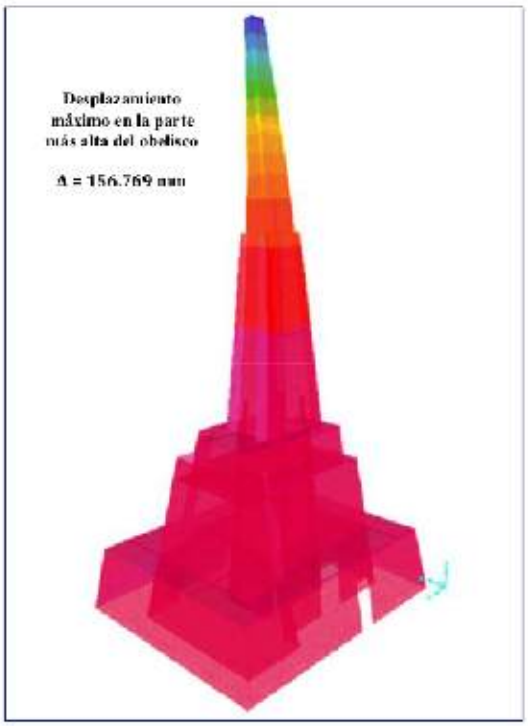


Fig. 102 Desplazamiento máximo en el nudo 73 del obelisco, SAP2000 25.1.0

Fig. 103 Concentración de esfuerzos en las conexiones entre muros y losas, SAP2000 25.1.0

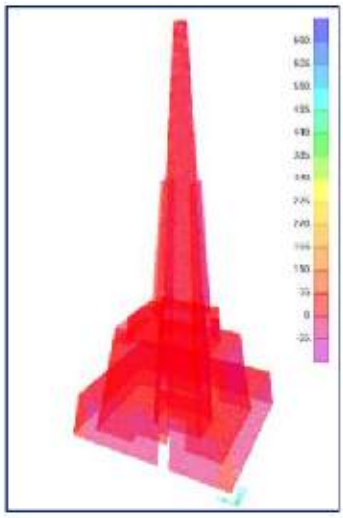
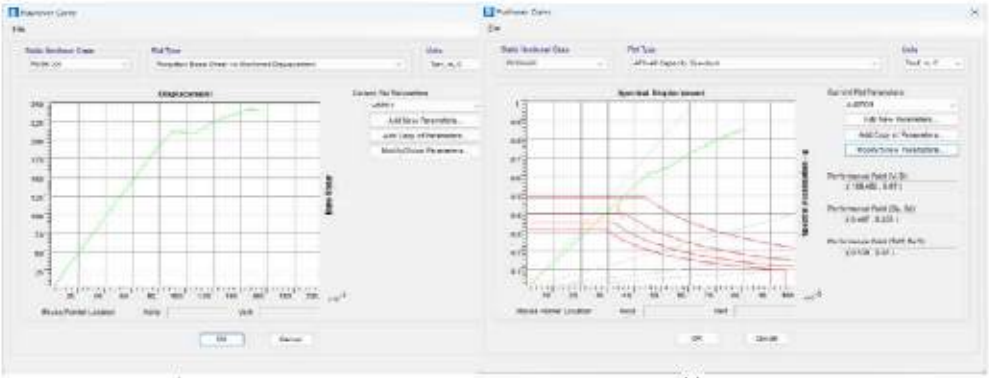


Fig. 104 Resultado de la distribución de esfuerzos en todas las secciones, SAP2000 25.1.0.

4.3 Reforzamiento estructural

4.3.1 Los resultados



a) b)

Nota: Vista, a) Curva de capacidad para sismo raro inelástico y b) Espectro de capacidad según ATC-40.

Fig. 105 Curva de capacidad y el espectro - capacidad del obelisco con reforzamiento estructural, SAP2000 25.1.0

Tabla 44. Comparativo de desplazamiento y cortante entre reforzado y no reforzado del obelisco.

DESCRIPCIÓN	DESPLAZAMIENTO EN ÚLTIMO NIVEL	CORTANTE EN LA BASE
SIN REFORZAMIENTO	17.911	186.9551
CON REFORZAMIENTO	15.663528	238.4004
VARIACIÓN	-13%	28%

Nota: Elaboración propia desde el software SAP 2000 25.1.0

Según la gráfica anterior, indica: la consideración del reforzamiento, el desplazamiento del último nivel del obelisco, se reduce en un 13 % y de similar forma, la resistencia a cortante en la base se incrementa en un 28 %, de manera gráfica, se visualiza en el siguiente recuadro.

4.3.1.1 Procedimiento del análisis

Modelado del Refuerzo: Incorporar los elementos de refuerzo seleccionados en el modelo estructural.

Nuevo Análisis Pushover: Realizar un nuevo análisis Pushover para evaluar el comportamiento de la estructura reforzada y comparar la nueva curva de capacidad con la original.

Verificación de Objetivos: Asegurar que los objetivos de refuerzo (incremento en la resistencia, ductilidad y rigidez) y alcance la solicitación según los sismos de diseño.

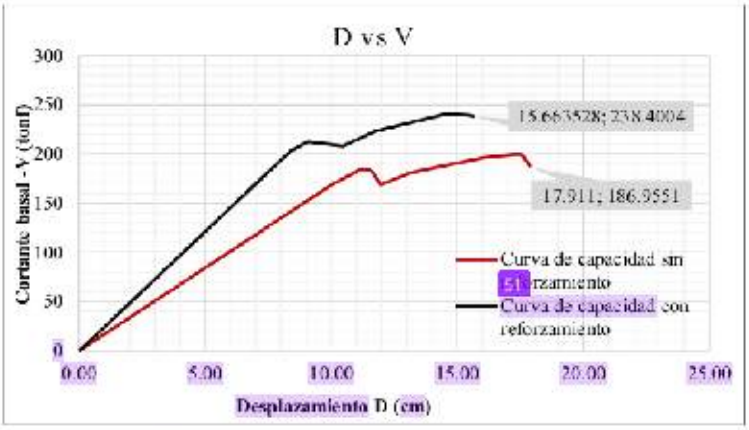


Fig. 106 Comparativo de desplazamiento y cortante entre reforzado y no reforzado del obelisco.

El grafico 13 muestra representa la curva de capacidad del obelisco con la consideración del reforzamiento; el reforzamiento hace la reducción de una falla repentina y tiende que el acero inicie a fluir en el rango inelástico.

4.3.1.2 Datos del material

Materiales

- Concreto F'c = 210 kgf/cm²
- Acero de ref. Fy = 4200 kgf/cm²
- Acero corrugado grado 60 Ø 1/2" y 5/8"

Secciones

- Columna 45x45

Ver plano de reforzamiento en los anexos.

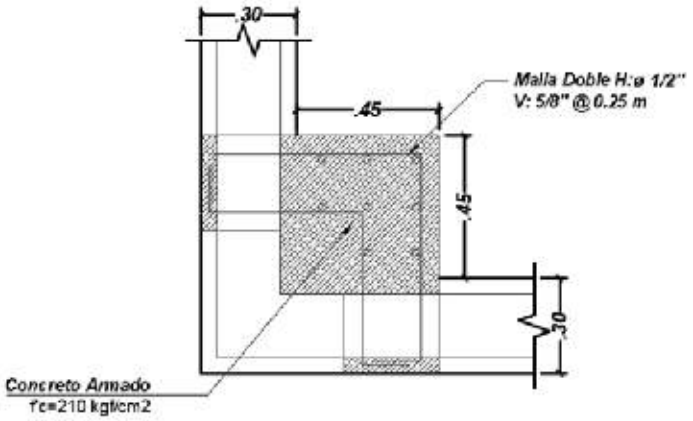


Fig. 107 Plano de reforzamiento en la columna.

4.4 Evaluación de puntos de desempeño

4.4.1 Resultados

La evaluación de los puntos de desempeño y la sectorización se elabora en función dado por la normativa ATC-40; se registra los datos del resultado de los desplazamientos según los espectros de aceleraciones como RNE E.030 y R-CRISIS 20.3.0

Resultados según el RNE E.030:

Δu =	15.664	Nudo 73
Δy =	4.738	
Δp =	10.926	
Vu =	238.4	
Vy =	114.97	

$\mu_{ductilidad}$ =	3.30594
Ω =	2.07361
R =	6.86

$$\mu_{capacidad} = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad ; \quad (50)$$

$$\Omega = \frac{Vu}{Vy} \quad ; \quad (51)$$

$$R = \mu_{capacidad} \cdot \Omega \quad ; \quad (52)$$

Donde, R representa la ductilidad de la estructura el procedimiento del cálculo corresponde (*ec. 50 al 52*).

Operacional	: Δy	4.738
Daño controlado	: Δy+0.3(Δu-Ay)	8.01566
Seguridad de vida	: Δy+0.6(Δu-Ay)	11.2933
Prevención de colapso	: Δy+0.8(Au-Ay)	13.4784
Colapso	: Δu	15.6635

Tabla 45. Desplazamientos en el último nivel para distintos periodos de retorno.

Descripción	PERIODO DE RETORNO			
	72 años	225 años	475 años	975 años
Sd(cm)-Elástico (E.030)	4.658	6.519	13.629	16.66353
Sd(cm)-Elástico (CRISIS 2007)	8.325	13.945	15.664	16.66353
Sd(cm)-Inelástico (E.030)	2.332	3.263	6.984	8.951
Sd(cm)-Inelástico (CRISIS 2007)	3.343	5.591	6.753	8.096

Nota: elaboración propia desde el software SAP 2000 25.1.0

La *tabla 45*, representan los desplazamientos para cada espectro de respuesta según el periodo de retorno de diferentes años.

Tabla 46. Cortante en la base para distintos periodos de retorno.

Descripción	PERIODO DE RETORNO			
	72 años	225 años	475 años	975 años
V(tonf)-Elástico (E.030)	112.975	158.165	235.107	238.4004
V(tonf)-Elástico (CRISIS 2007)	162.042	208.907	226.993	240.13
V(tonf)-Inelástico (E.030)	56.487	79.082	169.462	210.736
V(tonf)-Inelástico (CRISIS 2007)	81.034	135.628	163.854	196.089

Nota: elaboración propia desde el software SAP 2000 25.1.0

4.4.2 Curva de capacidad y sectorización para desplazamiento elásticos

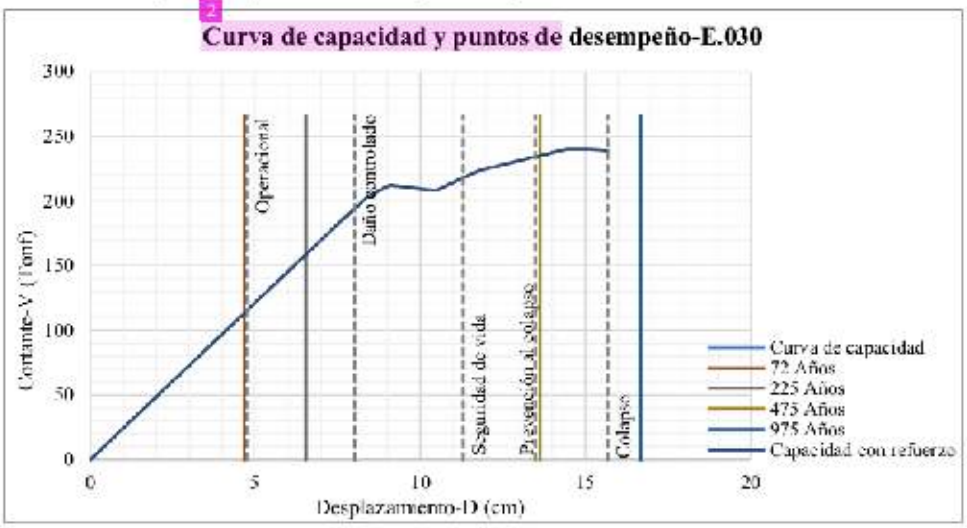


Fig. 108 Sectorización de capacidad y el nivel de daño para un espectro elástico E.030

a) Resultados según el Software R-CRISIS 20.3.0:

* Los límites de la sectorización según la norma ATC-40 mantienen constante tanto para E.030 y Software R-CRISIS.

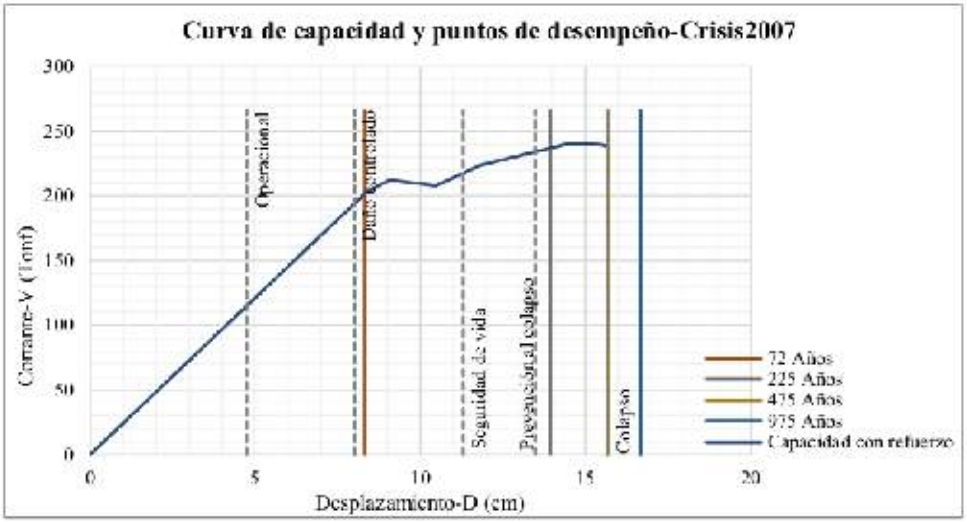


Fig. 109 Sectorización de capacidad y el nivel de daño para un espectro elástico R-CRISIS.

4.4.3 Curva de capacidad y sectorización para desplazamiento inelásticos

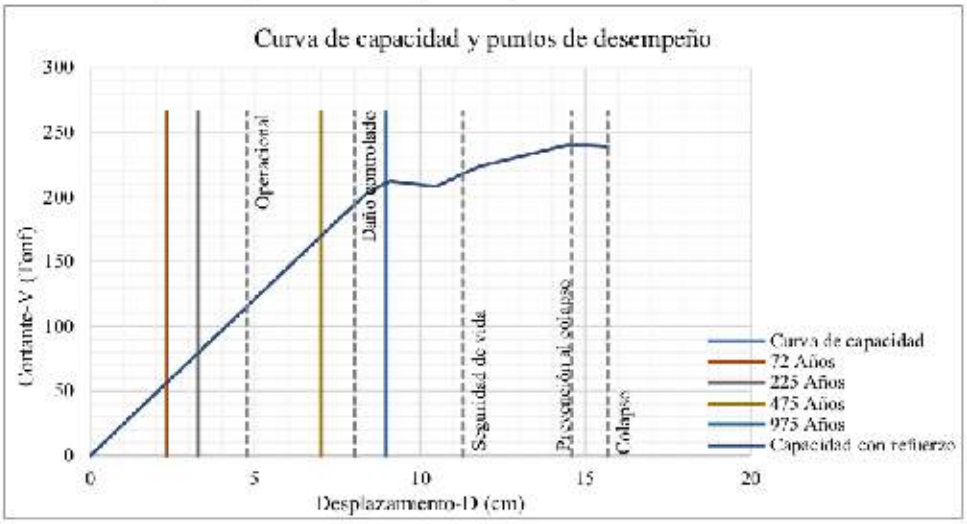


Fig. 110 Sectorización de capacidad y el nivel de daño para un espectro inelástico E.030

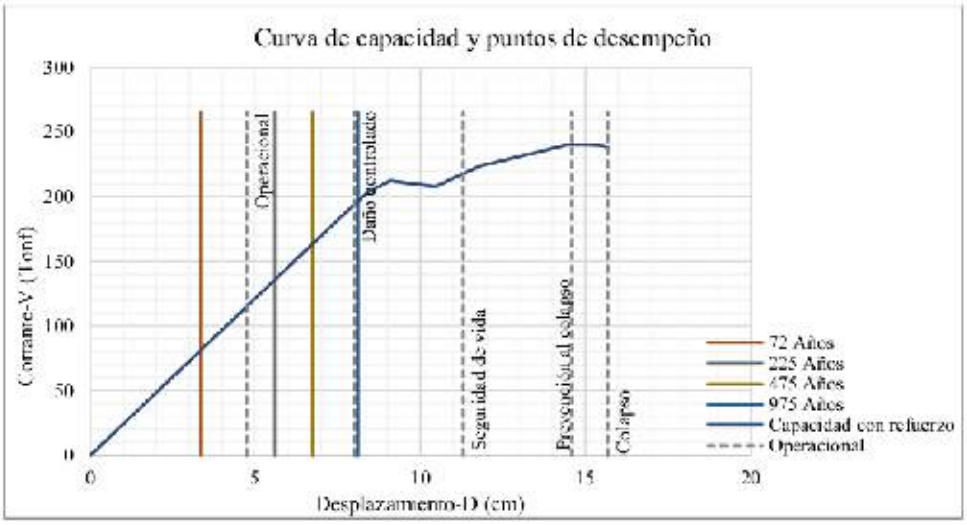


Fig. 111 Sectorización de capacidad y el nivel de daño para un espectro inelástico R-CRISIS.

Desde la perspectiva del rango elástico, la estructura se encuentra entre el nivel operacional y daño controlado, esta, indica que el obelisco tiende a mantenerse estable, pero con ligeros daños en la superficie o detalles arquitectónicos.

4.4.4 Evaluación según Visión 2000

La verificación del nivel de daño esperado según la norma Visión 2000 es la comparación de la deriva del obelisco para un desplazamiento máximo en la parte más alta (*ec. 53*).

$$\Delta d = \frac{deformacion}{altura} \qquad \textit{Deriva de la estructura} \qquad (53)$$

$$\Delta d = \frac{156.760}{42000} = 0.003732595 \approx 0.004$$

De la figura 34, y la tabla 44, la capacidad de desempeño de la estructura se encuentra entre el nivel de inmediatamente ocupacional (IO) con una deriva de 0.0037≈ 0.37%

Tabla 47. Niveles de daño deriva máxima según visión 2000.

Niveles de daño según ATC 40	Deriva (%)	Descripción de daño
Operacional (O)	≤ 0.2%	Daños mínimos a nulos. El edificio puede continuar en uso sin interrupciones significativas. Las reparaciones, si son necesarias, son mínimas.
Inmediato Ocupación (IO)	0.2% - 0.5%	Daños menores. Se puede ocupar el edificio inmediatamente después del sismo, aunque pueden ser necesarias reparaciones menores.
Vida Segura (LS)	0.5% - 1.5%	Daños moderados. No hay riesgo significativo para la vida, pero el edificio puede no ser funcional hasta que se realicen reparaciones. La estructura mantiene la estabilidad y no colapsa.
Prevención de Colapso (CP)	1.5% - 2.5%	Daños severos. La estructura está gravemente dañada y puede no ser segura para la ocupación. El edificio está en riesgo de colapso si no se toman medidas correctivas.
Colapso Total	> 2.5 %	Daño extremo o colapso. El edificio no es seguro y puede requerir demolición o reparaciones extensivas y costosas.

Nota: cuadro comparativo desde el nivel de la deriva según Visión 2000[22].

4.5 Curva de fragilidad

A continuación, se muestra curva de fragilidad relacionado con la deriva de la edificación para un rango elástico (*ec. 54*).

$$\Delta d = \frac{deformacion}{altura} \quad ; \qquad (54)$$

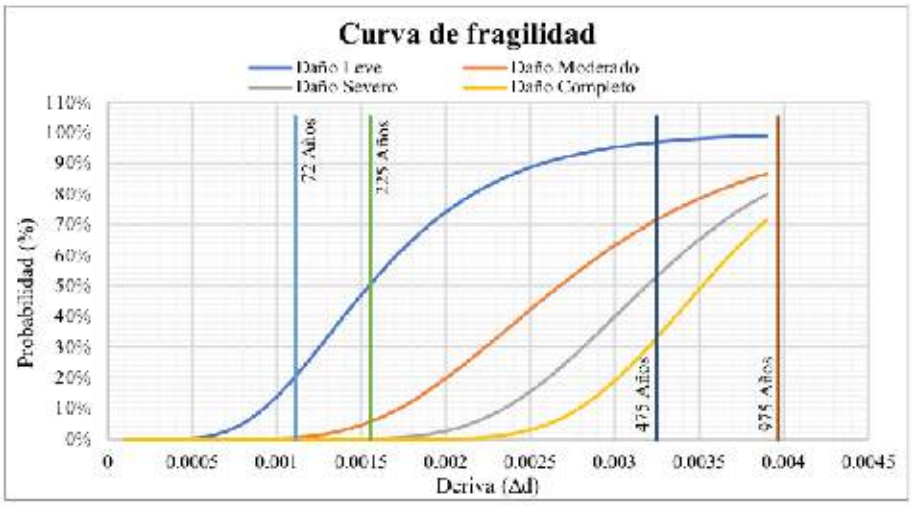


Fig. 112 Curva de fragilidad para los cuatro niveles de amenaza.

La curva de fragilidad del obelisco permite calcular directamente el grado de exposición y su y el porcentaje de falla para un nivel de amenaza, El procedimiento consiste en determinar las probabilidades para los diversos estados de daño y los factores de daño (FD), que permiten calcular un Factor de Daño Medio, FDM (Hwang y Lin 2002). En la figura 59 se muestra la forma de obtener el FDM para el obelisco y para una intensidad sísmica representada por la deriva (Δd). A partir de esa gráfica se puede afirmar que para un sismo de periodo de retorno de 72 años hay una probabilidad de 19.72 % de sufrir daño leve en los elementos no estructurales (posibles fallas en el mármol), un 0.46 % de daño moderado, mientras los otros daños no se presentan; para un sismo de magnitud de 225 años de retorno el obelisco presenta un daño leve de 46.82 %, daño moderado un 6.43 % y 0.2 % para un daño severo.

4.6 Contrastación de hipótesis

4.6.1 Metodología

La metodología a utilizar corresponde para un dato categórico, en vista que, la investigación busca determinar la vulnerabilidad sísmica del obelisco; finalmente, la que representa es la prueba de Chi-cuadrado.

De la investigación desarrollado, se concluye que existe una relación significativa entre el nivel de sismicidad y el nivel de daño en el obelisco.

los resultados indican que la sismicidad tiene un efecto en el nivel de daño del obelisco, la terminación de los resultados sugiere que la vulnerabilidad del obelisco varia según el nivel de sismicidad, lo cual es crucial para tomar decisiones informadas sobre el refuerzo y la mejora de la infraestructura del obelisco y aumentar su resistencia sísmica.

Este proceso muestra cómo la prueba de ANCOVA o Chi-cuadrado puede usarse para analizar la vulnerabilidad sísmica de una edificación (obelisco), proporcionando una herramienta valiosa para la evaluación y mejora de las técnicas de construcción y refuerzo estructural.

4.6.2 De la hipótesis

4.6.2.1 General

La implementación del análisis estático no lineal (AENL) mediante el método de elementos finitos (FEM), permitirá determinar el grado de vulnerabilidad sísmica

Ciertamente, la implementación del análisis estático no lineal (AENL) mediante el método de elementos finitos (FEM), permite determinar el grado de vulnerabilidad sísmica.

La contratación de hipótesis se determina mediante el análisis de covarianza (ANCOVA) en vista que, se debe de determinar el porcentaje de confiabilidad de los resultados de la vulnerabilidad sísmica del obelisco, para este caso, se desarrolla varias simulaciones del análisis Pushover y la medición del desplazamiento en la parte más alta del obelisco.

Tabla 48. Medición de deformación para distintos controles de desplazamiento.

Control Displacement	Δ_{max} (cm)
0.50 m	17.9252
0.75 m	18.0039
1.00 m	16.3700
1.25 m	19.8715
1.50 m	18.0086
1.75 m	17.6147

Nota: Elaboración propia desde el software SAP 2000 25.1.0

Promedio de desplazamientos: $\mu = 17.96565$

desviación estándar: $\sigma = 1.12307373$

covarianza: $0.062512279 \approx 6.25\ \%$

La covarianza de 6.25 % indica la alta confiabilidad en el resultado por el bajo valor de la desviación estándar en comparación al valor promedio.

4.6.2.2 Específica

1. por cierto, si es mayor la precisión en el modelo matemático MEF y parámetros de materiales, aumenta la confiabilidad en los resultados de la obtención del grado de vulnerabilidad sísmica.

Es fundamental los ensayos destructivos y no destructivos en concretos antiguos para la determinación de las características físico mecánicas del material que los compone:

En la práctica común se utiliza el martillo de tipo L de energía de impacto de 0.735 Nm y el tipo N de 2.207 Nm, ambos martillos proporcionan buenos resultados con una desviación estándar de:

$$R_L = 1.180 + 0.717R_N;\ e_c = 3.3\,\% \qquad \textit{Caso horizontal} \qquad (55)$$

$$R_L = 1.838 + 0.813R_N;\ e_c = 2.9\,\% \qquad \textit{Caso vertical} \qquad (56)$$

Finalmente, bajo los porcentajes de la desviación, los resultados obtenidos presentan una confiabilidad excelente (*ec. 55 y 56*).

2. los desplazamientos en los puntos de control en la estructura del obelisco, se determinó el grado de vulnerabilidad sísmica frente a un evento sísmico, asimismo, se verificaron bajo las normativas vigentes.

La ubicación estratégica del punto de control es determinante para la obtención de la vulnerabilidad sísmica del obelisco,

Promedio de desplazamientos: $\mu = 17.96565$

desviación estándar: $\sigma = 1.12307373$

covarianza: $0.062512279 \approx 6.25\,\%$

Si, la ubicación planteada del punto de control fuese en una altura intermedia, los resultados se alteran por la poca deformación en los elementos.

3. la obtención del modelo 3D por nube de puntos dio la facilidad y la precisión en determinar la geometría más precisa para el enmallado de la sección geométrica del obelisco y mayor confianza en los resultados.

El uso del Drone Evo2 Autel Explorer, por el uso de la cámara 8k y una resolución de 8000x6000 registras las fotografías de alta precisión, lo que conlleva en el procesamiento de las imágenes para la nube de puntos elabora el sólido con mayor exactitud en dimensiones. Ver fotografías en los anexos, la precisión en la obtención del sólido implica en un modelo de elementos finitos de mayor precisión.

4.7 Análisis e interpretación

4.7.1 Peligro sísmico

El uso de la herramienta avanzada del software R-Crisis v.20 permitió la evaluación del peligro sísmico y un análisis detallado de la amenaza sísmica de manera probabilística; la evaluación probabilística y según E.030 presenta una similitud en los resultados, la figura N° 87 muestra el resultado en la escala cromática y las tablas N° 40 y 41 muestran la conversión

de valores muestran desde (cm/s2) a valores en PGA. El grafico N° 88 representa el espectro de aceleraciones para diferentes periodos de retorno (sismo frecuente, ocasional, raro, muy raro y catastrófico), la tabla N° 38 muestra los valores de una amenaza sísmica según el reglamento nacional de edificaciones E.030, las figuras de N° 90, 91, 92 y 93 muestran el comparativo de los espectros de aceleraciones para diferentes niveles de amenaza sísmica. Para un Tp=0.6 s, según E.030 corresponde 0.975 g, mientras según R-Crisis v.20 corresponde 0.874 g, lo que representa una similitud y el E.030 trata de incrementar en valor en un rango inelástico; el espectro de respuesta para el E.030 se utilizaron sismos de mayor representatividad registrados desde 1960.

La comparación en los resultados, muestra una confianza en el uso de software R-Crisis v.20 u el indicado en el reglamento nacional de edificaciones E.030.

La ventaja de uso del software R-Crisis v.20, es que determina diferentes parámetros la probabilidad es de excedencia, periodos de retorno, mapas de peligro sísmico ubicando zonas de alto riesgo y ubicando regiones vulnerables a movimientos sísmicos.

4.7.2 Análisis no lineal Pushover

El obelisco de pampa de Ayacucho, desde la perspectiva del análisis estructural con un comportamiento no lineal, carece de una ductilidad, lo que evidencia en el gráfico 106 de color guindo, simultáneamente la estructura trabaja en un estado lineal resistiendo una cortante de 184.6894 tonf, donde llegando a la cima, la estructura inmediatamente inicia a presentar algunas fallas en sus elementos, donde, el acero inicia a fluir y aportar con la ductilidad hasta una resistencia de 186.99 tonf.

Las evaluaciones realizadas desde la curva de espectro capacidad, el obelisco presenta una falla similar para una amenaza sísmica calculado según el reglamento nacional de edificaciones E.030 y el software R-Crisis v.20, finalmente, de la sección de los resultados, la estructura del obelisco presentará fallas para cada nivel de amenaza, pero con una posibilidad de ser restablecido con una intervención estructural.

La falla presentada para un sismo con periodo de retorno de 975 años, se realizó un planteamiento de un reforzamiento estructural con cuatro columnas en el ducto principal. la finalidad es incrementar la resistencia del obelisco.

Finalmente, con el reforzamiento considerado, la resistencia del obelisco aumenta en un 28 % y la reducción de la deriva en un 13 %, los resultados que muestra en grafico 13 para un modelamiento sin reforzamiento y con reforzamiento.

Es de fundamental la sectorización de los niveles de daño según la normativa ATC-40 para la visualización de los estados de daño en su elemento estructural y la ubicación para cada sismo de diferentes periodos de retorno.

5 Conclusiones

5.1 Conclusiones

El diagnóstico de la estructura del obelisco se realiza con el método del análisis no lineal estático (Pushover) y el desempeño sísmico se evalúa en la dirección X-X por presentar una menor rigidez absoluto comparado con la dirección Y-Y, la representación 3D sólido del obelisco se visualiza en el software SAP2000 v.25, la evaluación en la dirección omitida da un menor desplazamiento y mayor resistencia en el corte basal; con las indicaciones del anterior se elige tener mayor énfasis en el análisis en la dirección X-X.

1. La implementación del modelo matemático de elementos finitos fue esencial para la representación de la no linealidad y los parámetros de los materiales que compone el obelisco de pampa de Ayacucho; los valores determinados, son asignados a cada elemento según las coordenadas elegidos, para el análisis estático no lineal o Pushover se calcula las cargas sísmicas horizontales y asignados en cada nivel del obelisco y discretizado de manera estratégica para la obtención del resultados más apropiado; la consideración de elementos de tipo capa (fibra) en los materiales para la composición de los muros.

2. El enfoque del punto de control en la parte más alta del obelisco fue determinante en la evaluación de vulnerabilidad sísmica, el control se efectúa para la carga sísmica incremental y registrando los múltiples pasos (steep); los valores de desplazamientos es esencial para la evaluación con las normativas como ASCE 41-17 y las anteriores, el valor máximo de desplazamiento es de 156.769 mm para un sismo con periodo de retorno 475 años (sismo raro), la deriva obtenida corresponde a 0.0037= 0.37% y corresponde al nivel de clasificación de inmediatamente ocupacional (IO).

3. El procedimiento de la toma del modelo 3D del obelisco mediante el Drone Evo2 Autel Explore compuesto por una cámara potente de 8k, representa la mayor precisión del modelo, asimismo, el enmallado corresponde una excelente precisión; la complementación de la toma de información para el modelado fue la exploración de la información del expediente técnico para la intervención y restauración por IOARR.

Finalmente, la estructura del obelisco con el planteamiento propuesto de reforzamiento estructural incrementa la capacidad de resistir mayor cortante en la base, asimismo, incrementa su rigidez lateral y admite menos desplazamientos en el último nivel, también se aprecia en la gráfica que la ductilidad es reducida y por ende una leve caída en la parte final de la gráfica de la curva de capacidad.

La propuesta de reforzamiento fue esencial en los elementos que concentran mayor esfuerzo en su plano, la consideración de cuatro columnas en el ducto principal del obelisco

incrementa en resistencia, por consiguiente, el modelo y reforzamiento considerado tiene mayor resistencia a daños que podría ser ocasionado por sismos con diferentes periodos de retorno.

El resultado del análisis de peligro sísmico en concordancia con el software R-Crisis v.20 y el reglamento nacional de edificaciones E.030 arroja un valor con mayor similitud en la aceleración espectral para un periodo de retorno de 475 años y con una probabilidad de 10% en 50 años, asimismo, según el RNE, el peligro sísmico calculado considera un análisis y diseño para un sismo de ocurrencia de RARO, por consiguiente, el cálculo del peligro sísmico con el software R-Crisis v.20 es aceptable.

Y, el análisis de la vulnerabilidad sísmica del obelisco en encuentra en un rango aceptable de acuerdo a los niveles de daño que indican las normativas de la evaluación de estructuras existentes; la tabla 46 y las figuras 108, 109, 110 y 111 muestran sobre la ubicación en la sectorización de los niveles de daño para sismos con diferentes periodos de retorno. En relación a la curva de fragilidad, el obelisco para un sismo frecuente con periodo de retorno de 72 años presenta un 5.05 % de daño en su estructura (daños exteriores en el mármol); para sismos ocasionales con periodo de retorno de 225 años acurre con un daño de 15.07 % pero la estructura es estable; para un sismo con periodo de retorno de 475 años, la estructura presenta daño severo en un 56.46 % pero mantiene estable y con una necesidad de ser evaluado y reforzado en su estructura; y para un sismo con periodo 975 años, el obelisco presenta daño completo al 67.50 % manteniendo en pie pero con clausura del ingreso del personal y/o turistas visitantes al saltuario.

5.2 Recomendaciones

las investigaciones en el ámbito de la ingeniería civil presentan importancia en la determinación de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones que manifiestan la cultura y preservar para las nuevas generaciones y hacer conocer la historia.

A nivel de la ciencia, las bibliografías relacionadas a la ingeniería civil presentan formulaciones de manera empírica y hace que la cuantificación de valores o resultados sean variados en la determinación de la vulnerabilidad y en estudios generales.

El un nivel de investigación de este tipo, se debe de priorizar los estudios básicos altamente minucioso para tener los resultados con mayor aproximación, trabajos con nuevas metodologías destructivas y no destructivas en la estructura.

Para una evaluación minucioso, se requiere un financiamiento de alguna entidad responsable del área, en vista que, los costos que se debe de asumir son relativamente elevado en los ensayos destructivos y no destructivos del concreto y acero de refuerzo.

5.3 Trabajos futuros

La investigación relacionada a la ingeniería y la sismología van en constante avance e incorporando nuevas metodologías en los estudios para el procedimiento del análisis en la determinación de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones construidas con las normativas anteriores; en los nuevos estudios se podrían plantear estudios con la incorporación del análisis suelo – estructura, asimismo un análisis incremental dinámico (IDA siglas en ingles) para un análisis de resultados con mayor efectividad. Los análisis de mayor alcance como es el caso análisis dinámico no lineal de tiempo historia seria para la contratación de los resultados obtenidos con el análisis estático no lineal Pushover, será determinante el planteamiento del investigador las nuevas metodologías a utilizar.

Referencias bibliográficas

[1] Aguiar, L. (2008). *Análisis sísmico de edificios (1ra ed.)*. Centro de Investigaciones Científicas. ISBN-13: ISBN-978-9978-30-104-3

[2] NOAA. Administración Nacional Oceánica y Atmosférica (NOAA, por sus siglas en inglés). *Donde más tiembla la tierra*. Estados Unidos: Editorial Statista/2024

[3] DW Español (25 de abril de 2015). *Sismo de gran intensidad sacude Nepal*. YouTube. https://www.youtube.com/watch?v=S2NKeUg-LRo

[4] BBC News Mundo (6 de febrero de 2023). *Terremoto en Turquía y Siria: miles de muertos tras dos potentes sismos*. Web. https://www.bbc.com/mundo/noticias-internacional-64532674

[5] Periódicocentralmx (18 de setiembre de 2018). *Así fue el terremoto de magnitud 6.9 que sacudió Taiwán*. Web. https://www.periodicocentral.mx/pagina-negra-s/tragedias/asi-fue-el-terremoto-de-magnitud-6-9-que-sacudio-taiwan/81211/

[6] DW Español (19 de diciembre de 2023). *Más de 100 muertos deja terremoto en China*. https://www.dw.com/es/m%C3%A1s-de-100-muertos-deja-terremoto-en-china-israel-enfrenta-presi%C3%B3n-internacional-para-un-alto-el-fuego-en-gaza-y-otras-noticias/a-67764532

[7] Earthquakelist/La República. *Chile y México son los países que registran más temblores en 2023*. México: Editorial el economista/2023

[8] Infobae (19 de setiembre de 2017). *Las terribles consecuencias del terremoto en iglesias del Siglo XVI*. Web. https://www.infobae.com/america/mexico/2017/09/19/terremoto-en-mexico-las-terribles-consecuencias-del-terremoto-sobre-las-obras-arquitectonicas-del-siglo-xvi/

[9] IGP - Instituto Geofísico del Perú. Descargar Datos. Perú: https://ultimosismo.igp.gob.pe/descargar-datos-sismicos

[10] ElComercio.com (21 de mayo de 2019). *El camino de la reconstrucción*. https://elcomercio.pe/peru/ica/terremoto-ica-senor-luren-vuelve-templo-luego-12-anos-noticia-video-fotos-ecpm-635211-noticia/

[11] Latina Noticias (2 de octubre de 2017). *Callao: tanque de agua a punto de desplomarse pone en peligro a vecinos*. YouTube. https://www.youtube.com/watch?v=CMsdNX4UpHc

[12] IGP (Instituto Geofísico del Perú). *Sabes cuántos años de silencio sísmico tiene Lima*. Perú: editorial: El Peruano/2023

[13] Silgado, E. (1978). Historia de los sismos más notables ocurridos en el Perú. Instituto de Geología y Minería (Boletín N° 3)/Repositorio INGEMMET.

[14] Berenguel, A. (2014). Patología de la edificación patrimonial en el Centro Histórico de Lima. Humedades, causas y consecuencias. Revista Devenir, Vol. 1 Núm. 1, DOI: https://doi.org/10.21754/devenir.v1i1.239

[15] Campograndeperú (2024). Obelisco de Quinua: Símbolo de Libertad y Honor en Ayacucho. Historia del Obelisco de Quinua. https://campograndeperu.com/obelisco-de-quinua/

[16] Resolución N° 005-2023-OINV/MC (2023). Proyecto IOAAR: *Reparación de edificación y obras exteriores; construcción de baño o servicios sanitarios; adquisición de museografía; en el(la) monumento conmemorativo de la batalla de Ayacucho (obelisco), distrito de quinua, provincia huamanga, departamento Ayacucho con CUI 2456689*. Expediente técnico/Ministerio de Cultura/Inversiones.

[17] Corrobra SRL (2022). *Carbonatación del concreto, Cómo detectarla. Empresa constructora*, https://www.corobra.com/post/carbonataci%C3%B3n-del-concreto-c%C3%B3mo-detectarla

[18] Blanco, A. (2019). *Evolución de las normas sísmicas en el Perú. Antonio blanco Blasco ingenieros E.I.R.L.*. Manual de conferencia.

[19] Quitanon, J. G. (2022). *Evolución histórica de las normativas de diseño sismo resistente en América Latina, casos de estudio: Colombia, Ecuador, Perú y Chile.* Proyecto de investigación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil. http://dspace.unach.edu.ec/handle/51000/9160

[20] NTP E.030 (2018). *Diseño sismorresistente de edificaciones*. Ministerio de vivienda, construcción y sancamiento.

[21] ATC 40 (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings* (Volumen 1). Applied Technology Council/California Seismic Safety Commission.

[22] SEAOC (1995). A framework for Performance Based Estructural Engineering. Structural Engineers Association of California.

[23] Muñoz, A. (2020). *Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente*. SENCICO.

[24] Fortunato, G., Funari, MF y Lonetti, P. (2017). *Estudio y evaluación de la vulnerabilidad sísmica del Baptisterio de San Giovanni in Tumba (Italia)*. Journal of Cultural Heritage , 26 , 64-78. https://doi.org/10.1016/j.culher.2017.01.010

[25] Cundari, GA, Milani, G., y Failla, G. (2017). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de iglesias históricas de mampostería: propuesta para un enfoque numérico general e integral para la verificación cruzada de resultados*. Engineering Failure Analysis, 82 , 208-228.

[26] D'Ambrisi, Mariani and Mezzi (2012). *Evaluación sísmica de una torre de mampostería histórica con análisis estáticos y dinámicos no lineales ajustados a pruebas de vibración ambiental (Volumen 36)*. Engineering Structures.

[27] Ramírez R., Miguel T. (2023). *Revista de Estudios Latinoamericanos sobre Reducción del Riesgo de Desastres REDER* 8(1):131-150. DOI: 10.55467/reder.v8i1.142

[28] R. Aguilar, R. Perucchio, J. Vargas, C. Briceño, Y. Wang, Z. Qiao, Y. Dong, S. Swayngim (2016). *Evaluación sísmica de una iglesia histórica de adobe: San Pedro Apóstol de Andahuaylillas, Cusco, Perú.* Du colloque Terra/DGI-PUCP/Concytec.

[29] Apaza, D. H. (2019). *Evaluación de mecanismos de colapso generados por acciones sísmicas en la catedral de Puno.* Tesis en Maestro en Ingeniería Civil/PUCP. URI http://hdl.handle.net/20.500.12404/13436

[30] Retamozo, S. W. (2014). *Estudio comparativo de la evaluación por Fotogrametría y Escáner Láser para la reconstrucción del modelo sólido georreferenciado de la Huaca de la Luna*. Tesis en Maestría de Ingeniería Civil/PUCP. Lima.

[31] Aguilar, R. V. (2016). *Aplicación de herramientas de Ingeniería Modernas para la protección del Patrimonio Histórico.* Revista/PUCP Sección de Ingeniería Civil. PhD.

[32] CSI Computers and Structures SAP 2000 (2024). *Automated lateral load.* Manual del software/español.

[33] Arango, S., Paz, A., y Duque, M. del P. (2013). *Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica* (methodological proposal for the evaluation of the structural behavior of a metallic rack). Revista EIA, 6(12), 139–154. Recuperado a partir de https://revistas.eia.edu.co/index.php/reveia/article/view/226

[34] FEMA 356 - *Federal Emergency Management Agency* (2000). Prestandard and Commentary For the Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington D. C./Estados Unidos.

[35] ASCE 41 23 - *American Society of Civil Engineers. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston – Virginia, Estados Unidos.

[36] Zeballos, A. (2022), *Peligro sísmico en Perú*, programa de maestría en gestión de riesgo, Pontificia Universidad Católica del Perú.

[37] Zeballos, A. (2022), *Evaluación del peligro sísmico utilizando CRISIS-2007*, docente PUCP.

[38] Roncal, M. A. (2017). *Determinación del peligro sísmico en el territorio nacional y elaboración de aplicativo web*. Universidad Nacional de Ingeniería/Concytec https://hdl.handle.net/20.500.12390/1942

[39] Tavera, H.; Bernal, I.; Condori, C.; Ordaz, M.; Zevallos, A.; Ishizawa, O. (2014). *Evaluación del peligro sísmico en Perú (versión preliminar).* IGP - Instituto Geofísico del Perú. Subdirección de las ciencias de la tierra sólida.

[40] Mahan, M. (2023). *Vulnerabilidad sísmica en edificios representativos de hormigón armado en la ciudad de Valdivia: Aplicación del Perfil Bio Sísmico.* Tesis de maestro en Ingeniería Civil/Universidad Austral de Chile. Ingeniería Estructural. https://es.linkedin.com/pulse/1-vulnerabilidad-s%C3%ADsmica-en-edificios-representativos-mahan-scholtz

[41] Martín, R., Cámara, L. y Murillo, J. I. (2018). *Análisis integrado de construcciones históricas: secuencia estratigráfica y diagnóstico patológico. Aplicación en la iglesia de Santa Clara (Córdoba).* Arqueología de la Arquitectura, 15: e067. https://doi.org/10.3989/arq.arqt.2018.001

[42] Mohamed, F.; Ghuan, C.; Siti Nur Aqilah Saruddin. (2017). *Fragility Curves of Regular and Irregular Moment-Resisting Concrete and Steel Frames.* Iran University of Science and Technology. DOI 10.1007/s40999-017-0237-0

[43] Herrera, R. (2017). *Vulnerabilidad y daño sísmico de edificios porticados de hormigón armado, irregulares en planta, en Barquisimeto - Venezuela.* Tesis Doctoral, Universidad Politecnica de Cataluña. Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Barcelona.

[44] Velásquez, J. M. (2006). *Estimación de perdidas por sismo en edificios peruanos mediante Curvas de Fragilidad Analíticas.* Tesis de Maestria, Pontificia Universidad Católica del Perú, Escuela de Posgrado, Lima. http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/135

[45] ERN CAPRA (2020), *Metodología de modelación probabilista de riesgos naturales - Tomo I.* Vulnerabilidad de edificaciones e infraestructura. Consorcio ERN América Latina.

[46] Hazus (2003). *Program provides standardized tools and data for estimating risk from earthquakes.* Estados Unidos. https://www.fema.gov/es/flood-maps/products-tools/hazus

[47] Y.F. Vargas, L.G. Pujades, A.H. Barbat, J.E. Hurtado (2013). *Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado,* Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, Volume 29. https://doi.org/10.1016/j.rimni.2013.04.003.

[48] Rossetto T.; Gehl, P.; Minas, S.; Galasso, C.; Duffour, P.; Douglas, J.; Cook, O. (2013). *Fracas – enfoque de espectro de capacidad para la evaluación de la fragilidad sísmica, incluida la variabilidad del registro.* Estados Unidos. Ingeniería sísmica y dinámica estructural. https://doi.org/10.1016/j.rimni.2013.04.003

[49] Young, R.; Chiou, S.; Silva, W.; Humphrey, J. (1997). *Relaciones de atenuación del movimiento del suelo fuerte para terremotos en la zona de subducción. Cartas de investigación sismológica* 1997; 68 (1): 58–73. doi: https://doi.org/10.1785/gssrl.68.1.58

[50] Sadigh, K., C. Y. Chang, J. Egan, F. Makdisi, and R. Youngs (1997). *Relaciones de atenuación para terremotos de corteza superficial basados en datos de movimiento fuerte de California*, Seism. Res. Lett. 68, 180–189.

[51] CISMID (2024). *Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres*. Facultad de Ingeniería Civil (FIC) de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI). Agencia de Cooperación Internacional (JICA). https://www.cismid.uni.edu.pe/ceois/red/

[52] Aqilah, S.; Mohamed, F. (2015). *Fragility curves for low-and mid-rise buildings in Malaysia. The 5ta Internacional conference of Euro Asia Civil Engineering Forum (EACEF 5)*. ScienceDirect. Procedia Engineering.

[53] Briceño, C. (2016). *Diagnóstico Estructural y Análisis Sísmico de la Iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas*. Tesis para optar el grado de magister en ingeniería civil. Pontificia Universidad Católica del Perú. Escuela de postgrado. http://hdl.handle.net/20.500.12404/7072

[54] Apaza, D. (2018). *Evaluación de Mecanismo de Colapso Generados por Acciones Sísmicas en la Catedral de Puno*. Tesis para optar el grado de magister en ingeniería civil. Pontificia Universidad Católica del Perú. Escuela de postgrado. http://hdl.handle.net/20.500.12404/13436

[55] Sanchez, M. (2013). *Vulnerabilidad Sísmica de Construcciones Patrimoniales Históricas de Mampostería en chile: aplicación a los torreones españoles de Valdivia*. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil en Obras Civiles. Universidad Austral de Chile.

[56] Velarde, F.; Bojórquez, J.; Bojórquez, E. (2022). *Confiabilidad Estructural de Edificios de Concreto Reforzado y Sistema Dual*. Revista de Ingeniería Sísmica No. 107, 74-90 (2022). ISSN-e 2395-8251. DOI: 10.18867/ris.107.626

[57] Caparachin, S. (2023). *Análisis de la vulnerabilidad sísmica de una vivienda informal de albañilería confinada utilizando la metodología Hazus*. Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú. http://hdl.handle.net/20.500.12404/25772

[58] Orozco, G. F. (2019). *Análisis de Vulnerabilidad Sísmica de Edificios de Mampostería Confinada, Mediante Análisis No Lineal de cargas laterales incrementales en Guatemala*. Universidad de San Carlos de Guatemala Facultad de Ingeniería. Escuela de Estudios de Postgrado. Maestría en Ciencias en Estructuras.

[59] Burga, Y.; Rivera, W. (2021). *Análisis de vulnerabilidad sísmica estructural mediante curvas de fragilidad, del Instituto Pedagógico Indoamérica de la ciudad de Trujillo, 2019*. Tesis para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil. Universidad Nacional de Trujillo. Facultad de Ingeniería. Escuela Profesional de Ingeniería Civil.

[60] Huaringa, P. (2015). *Evaluación de la Respuesta Sísmica No Lineal de Reservorios Elevados tipo INTZE*. Tesis para optar el grado de magister en ingeniería civil. Pontificia Universidad Católica del Perú. Escuela de postgrado. http://hdl.handle.net/20.500.12404/6821

[61] Murat, S. K.; Zekeriya, P. (2006). *Fragility analysis of mid-rise R/C frame buildings*. Engineering Structures. Engineering Structures 28 (2006) 1335–1345. www.elsevier.com/locate/engstruct

[62] Lopez, S. Y.; Rodriguez, C. A. (2018). *Construcción de Curvas de Fragilidad para Viviendas Unifamiliares de Muros de Ductilidad Limitada*. Tesis para optar el grado de magister en ingeniería civil. Pontificia Universidad Católica del Perú. Escuela de postgrado. http://hdl.handle.net/20.500.12404/12488

[63] Quiroz, E. A. (2017). *Vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar típica modulo 780 Pre NDSR-1997 mediante modelos no lineales*. Tesis para optar el grado de magister en Ingeniería Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú. Escuela de postgrado.

[64] Palomino, J. S.; Tamayo, R. E. (2016). *Evaluación Probabilística del Riesgo Sísmico de Hospitales en Lima con Plataforma CAPRA*. Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú. http://hdl.handle.net/20.500.12404/7262

[65] Office 365®, (versión 2018) [Software]. https://www.microsoft.com/es-pe/

[66] PTC Mathcad Prime 8.0.0.0 (2023), multilenguaje (Versión 8) [Software], https://community.ptc.com/

[67] Sap2000. CSI Computers & Structures (Versión 25) [Software], https://www.csiamerica.com/

[68] Ordaz M., Martinelli F., Aguilar A., Arboleda J., Meletti C., D'Amico V. (2017). Software PSHA R-Crisis 2007 v.20.3.0. Instituto de Ingeniería de la UNAM, México. http://www.r-crisis.com/about/crisis/

Anexos

Memoria fotográfica

Imagen 1. Vista de la toma de fotogrametría con ortofotos de DRONE.

Imagen 2. Vista de ubicación de la referencia del punto geodésico.

Imagen 3. Proceso del vuelo del DRONE en el perímetro del obelisco de pampa de Ayacucho.

Imagen 4. Puntos de control para el vuelo del Drone.

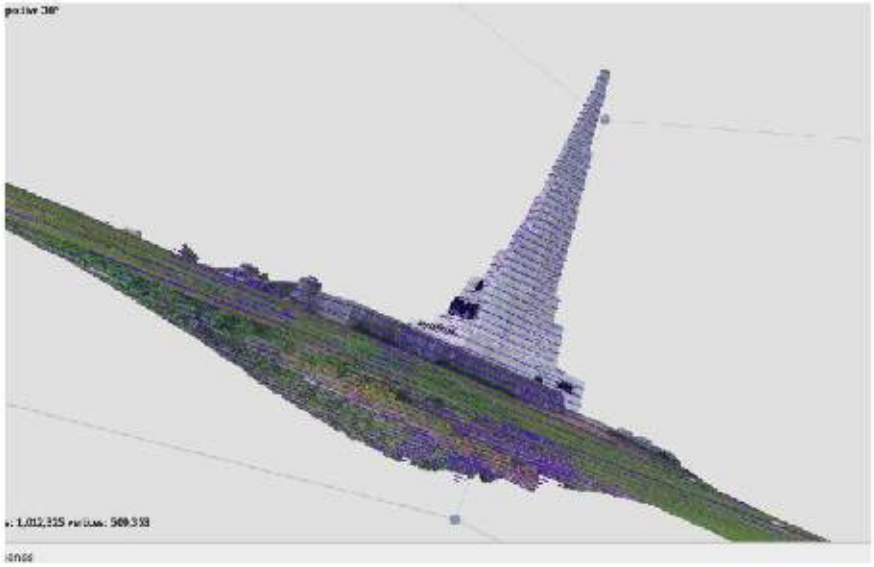


Imagen 5. Procesamiento de datos con software especializado.

Imagen 6. Resultado del procesamiento de datos con software especializado.

MATRIZ DE CONSISTENCIA

PRESENTADO POR: SAYAS MAURICIO, Weber

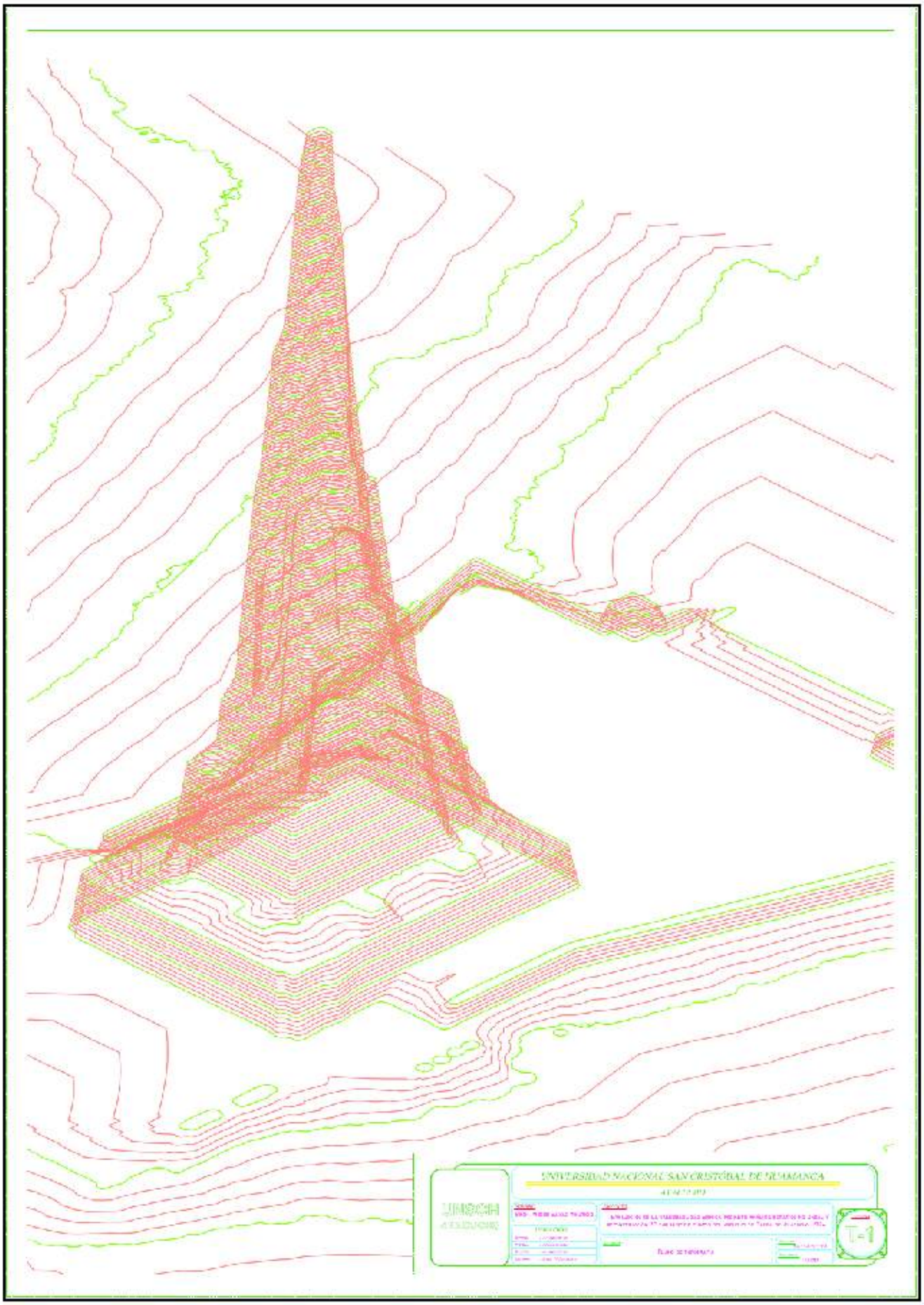
Título: Evaluación de la vulnerabilidad sísmica mediante análisis estático no lineal y reconstrucción 3D por nube de puntos del Obelisco de Pampa de Ayacucho, 2024

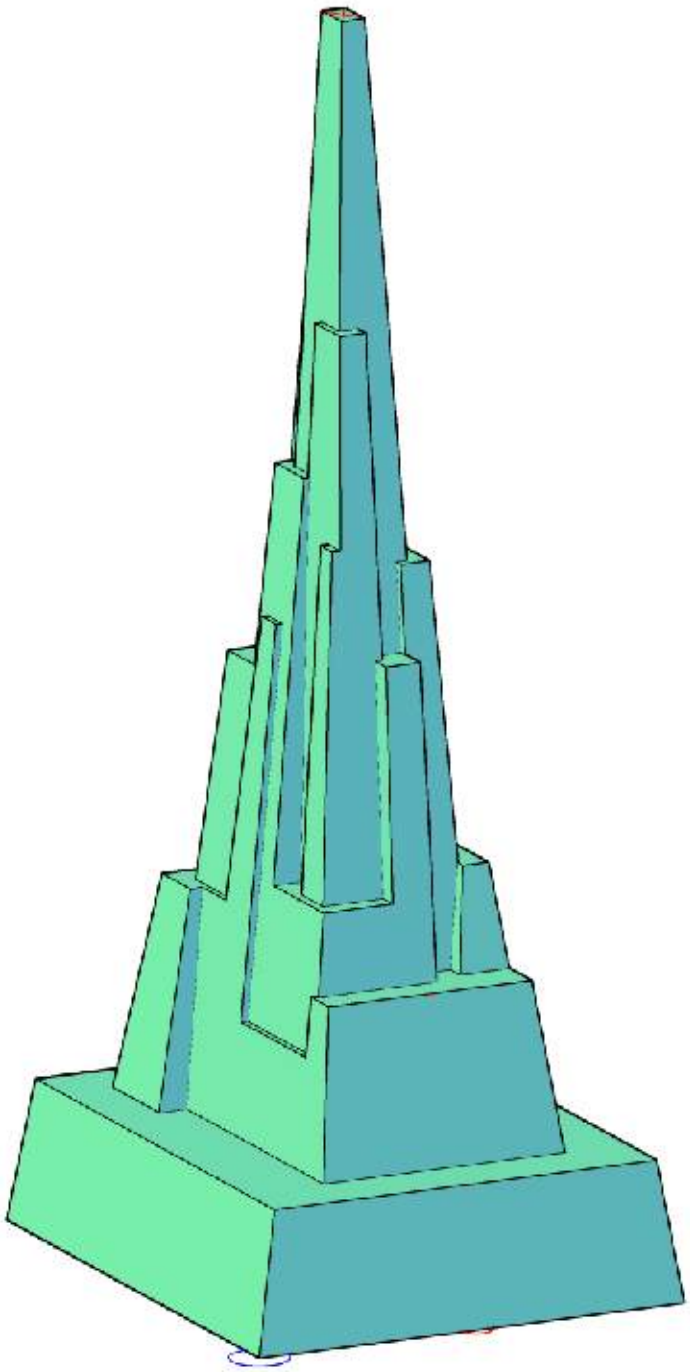
	PROBLEMA	OBJETIVO	HIPOTESIS	VARIABLES	Metodología	Población y muestra	Técnica e instrumentos de investigación
PRINCIPAL	¿de qué forma el análisis estático no lineal mediante el método de elementos finitos(FEM), será un factor determinante para obtener el grado de vulnerabilidad sísmica del obelisco del santuario histórico pampa de Ayacucho?	Diagnosticar el grado de vulnerabilidad sísmica, mediante reconstrucción 3D por nube de puntos y el análisis estático no lineal del obelisco histórico de pampa de Ayacucho.	La implementación del análisis estático no lineal(AENL), mediante el método de elementos finitos(FEM), permitirá determinar el grado de vulnerabilidad sísmica.	Análisis del problemático de la vulnerabilidad sísmica del obelisco ubicado en el santuario histórico de pampa de Ayacucho	Aplicación del enfoque científico **Diseño:** cuantitativo y experimental. **Nivel:** aplicativo orientado en intervención directa.	Selección y toma de muestra directa de especímenes y registros sísmicos, extracción de probetas de diamantina para determinar los parámetros del concreto (mecánicos)	Diversos, conectores y acelerómetros sísmicos, probetas de diamantina, esclerómetros.
SECUNDARIA	1 ¿de qué manera la construcción e implementación del análisis estático no lineal mediante MEF, tendrá la confiabilidad en los resultados para el grado de vulnerabilidad sísmica en el obelisco de pampa de Ayacucho?	Implementar un modelo matemático de elementos finitos (MEF) y establecer parámetros mecánicos más apropiados del material para el cálculo de análisis estático no lineal.	Si, es mayor la precisión en el modelo matemático MEF y parámetros de materiales, entonces aumentará la confiabilidad en los resultados para la obtención del grado de vulnerabilidad sísmica.	Proceso de análisis estático no lineal por el método de elementos finitos (MEF) considerando los parámetros mecánicos y físicos del material que conforma el obelisco			
	2 ¿de qué manera la implementación del análisis estático no lineal mediante MEF y el enfoque de puntos de control en la estructura del obelisco, el NNE de la norma E.030 y las normativas americanas, repercute en el grado de vulnerabilidad sísmica?	Implementar el enfoque de puntos de control de desplazamiento en diferentes niveles de la estructura y determinar el grado de vulnerabilidad sísmica para diferentes niveles de amenaza sísmica y de acuerdo a las normativas vigentes.	A mayor desplazamiento en los puntos de control en la estructura del obelisco, se determina el grado de vulnerabilidad sísmica frente a un evento sísmico, asimismo, las verificaciones correspondientes con las normativas vigentes.	Análisis estático no lineal por el método de elementos finitos e implementación de los controles de desplazamiento en puntos estratégicos del obelisco bajo consideración de parámetros del material que conforma.			
	3 ¿de qué manera la construcción del modelo 3D por nube de puntos e implementación del modelo matemático del MEF para el análisis estático no lineal será un factor determinante para mejorar los resultados y el proceso de intervención para el reforzamiento estructural del obelisco pampa de Ayacucho?	Capturar un modelo 3D a base nube de puntos con mayor precisión mediante el uso de la fotogrametría de drones (DRONE) y el empleado por un software de deformación libre, enviando resultados para la intervención y el reforzamiento estructural.	Si, la adquisición del modelo 3D por nube de puntos es más denso en cantidad, entonces tiene mayor precisión en el empleado de la forma geométrica del obelisco y la confianza en los resultados.	Modelo 3D por procesamiento de nube de puntos y toma de resultados para la alternativa de reforzamiento estructural.			

* MEF: Método de elementos finitos

MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

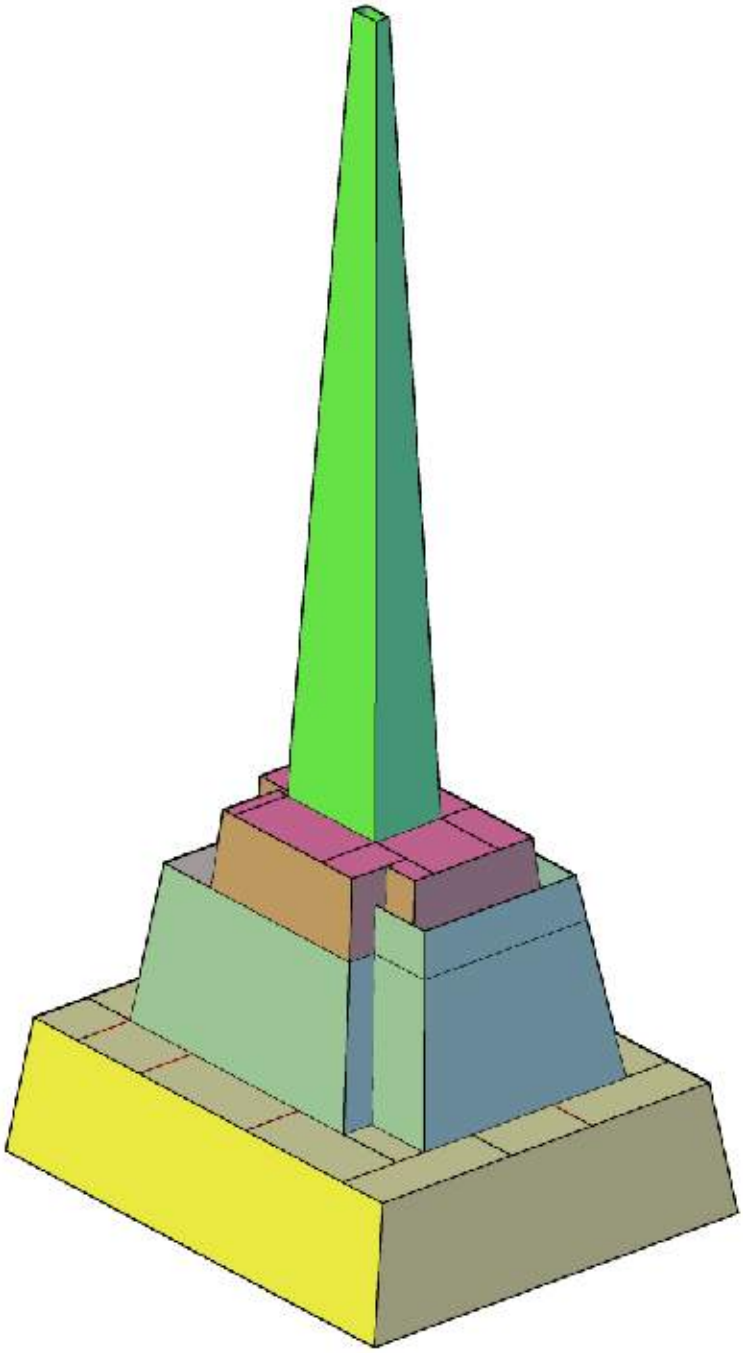
VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	UNIDAD	INSTRUMENTOS
Análisis del problemática de la vulnerabilidad sísmica del obelisco ubicado en el centro histórico de la plaza de Ayacucho	Magnitud que permite cuantificar el tipo de daño estructural, el modo de falla y la capacidad resistente de una estructura a bajo condiciones probables de sismo.	Procedimiento de intervención por medio de ensayos no destructivos y cálculo de estructuras por el análisis estático no lineal (pushover)	Ubicación geográfica	Tipo del suelo y la velocidad de propagación	- S - Vs	
			Magnitud del sismo	Energía liberada durante la falla	- Richter (ML)	
			Tipo del material y geometría del Obelisco	Rigidez y deformación	- Tn/m - mm	
Proceso de análisis estático no lineal por el método de elementos finitos (MEF), considerando los parámetros mecánicos y físicos del material que conforma el obelisco.	El análisis estático no lineal abarca el análisis de las fuerzas, desplazamientos, velocidades y aceleraciones que se presentan en una estructura como resultado de los desplazamientos y deformaciones.	Obtener un modelo 3D mediante nube puntos y parámetros mecánicos de los materiales con ensayos no destructivos e implementación del análisis estático no lineal por el método de elementos finitos y los controles pertinentes de desplazamientos para diferentes niveles de amenaza sísmica.	Registros sísmicos de mayor intensidad	Registros sísmicos de PGA de mayor grado	- cm/s2	Herramientas tecnológicas de mayor precisión con su respectivo certificado de calibración, software de distribución libre y los normativos vigentes (E.030 del RNE, CSMID, Martillo de SCHMIDT, Catálogo del acero corrugado, FOTOGRAMETRÍA, etc.)
Análisis estático no lineal por el método de elementos finitos e implementación de los controles de desplazamiento en puntos estratégicos del obelisco, bajo consideración de parámetros del material que conforma.	procedimiento del control y evaluación de la deformación horizontal y vertical de la estructura, por medio de toma de datos periódicos de sismo, es posible también contemplar el comportamiento y la resistencia.		Parámetros mecánicos y físicos del material	- Resistencia del concreto (f'c) - Peso específico del concreto, - Módulo de Poisson, - Resistencia a fluencia del acero (fy)	- kgf/cm2 - Tn/m3 - - - kgf/cm2	
Modelo 3D por procesamiento de nube de puntos y toma de resultados para la alternativa de reforzamiento estructural.	Conjunto de vértices en un sistema de coordenadas y compuesto por millones de puntos en el espacio, mayor precisión en los resultados del análisis.		Precisión en la toma de nube de puntos	Nube de puntos y el enmallado	Coordenadas tridimensionales (x, y, z)	


UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
T-1



UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

AEMASUD



UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

ESCALA (A3)

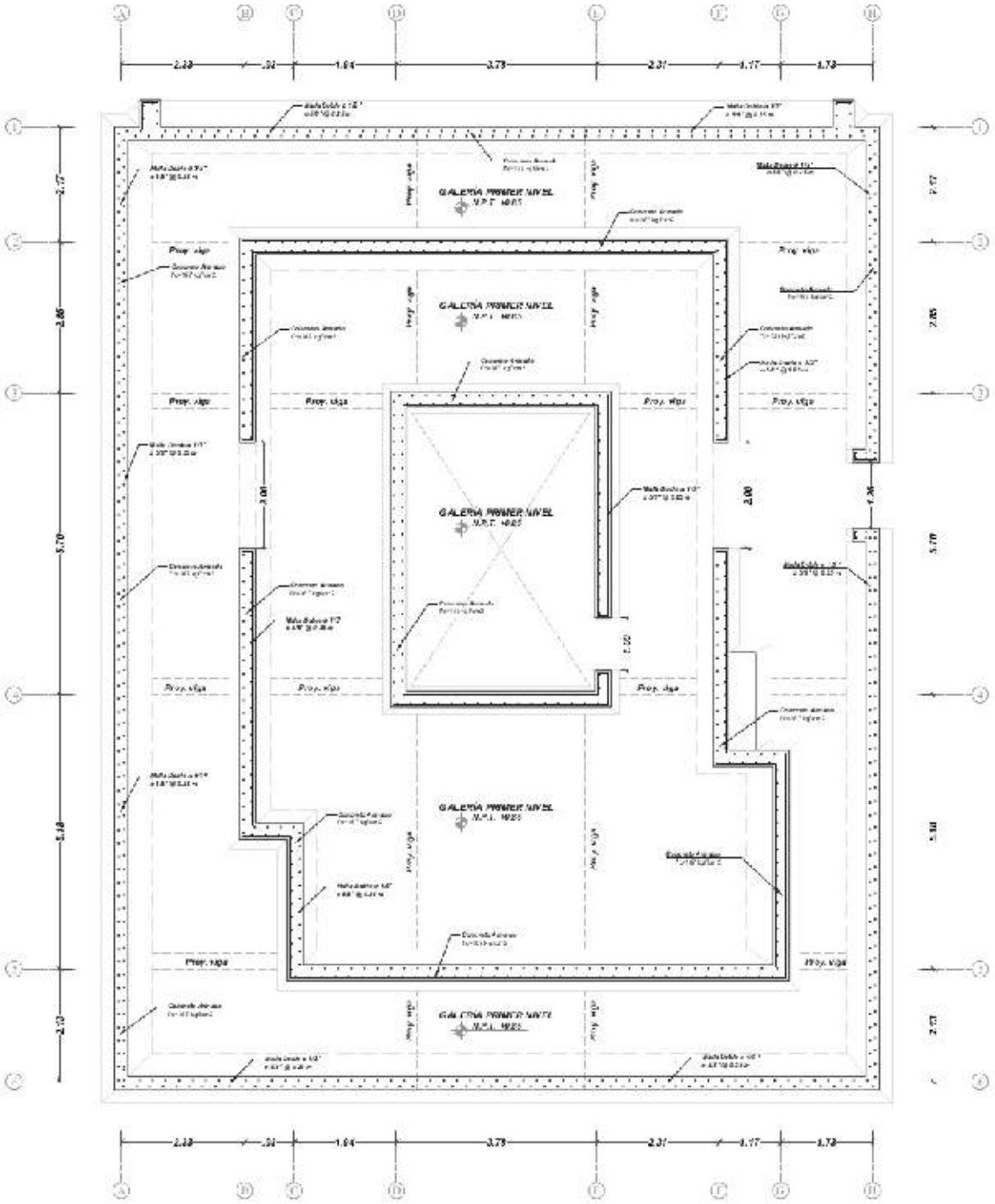
FECHA

PROYECTO

PLANO

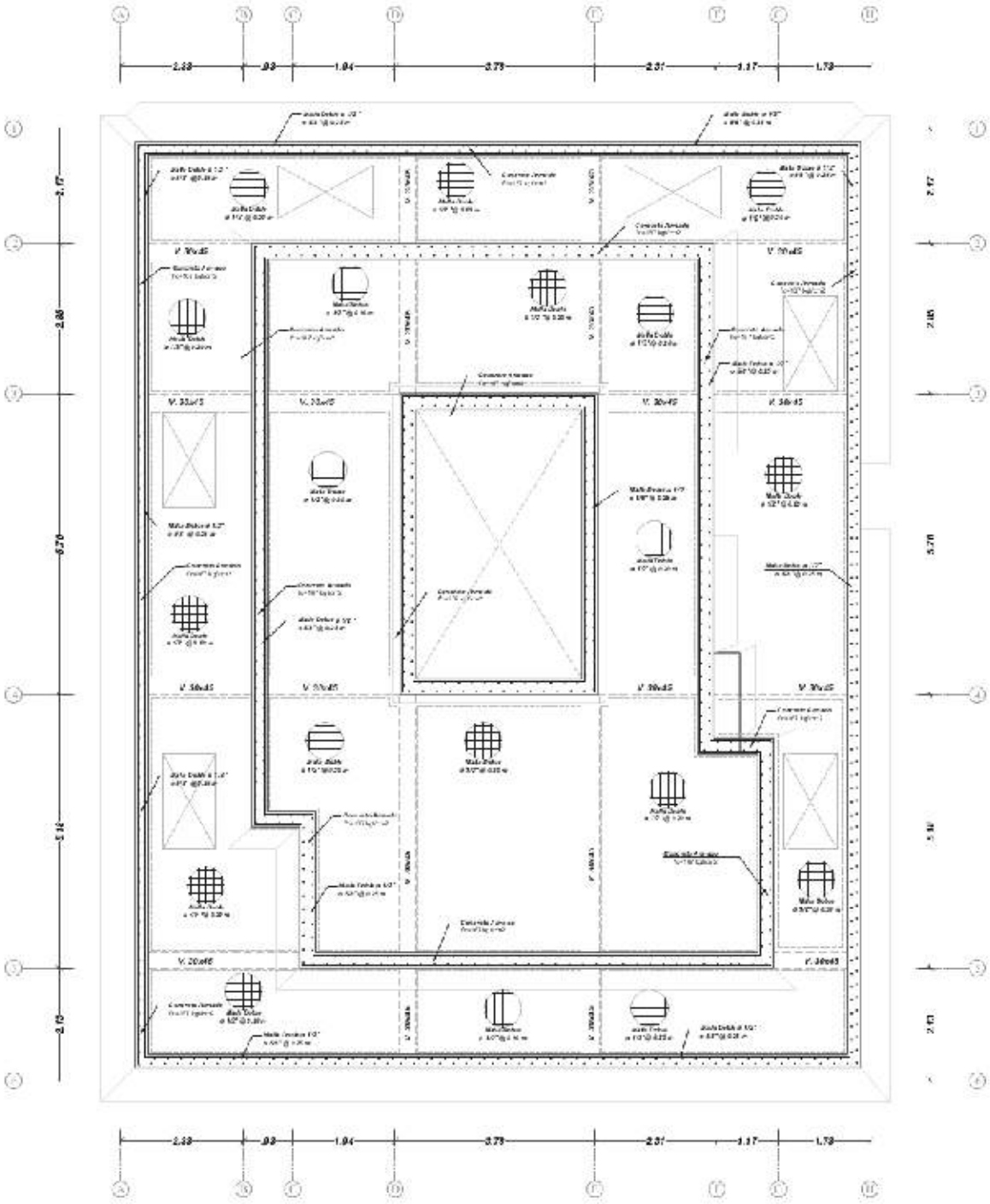
ESCALA

1:1



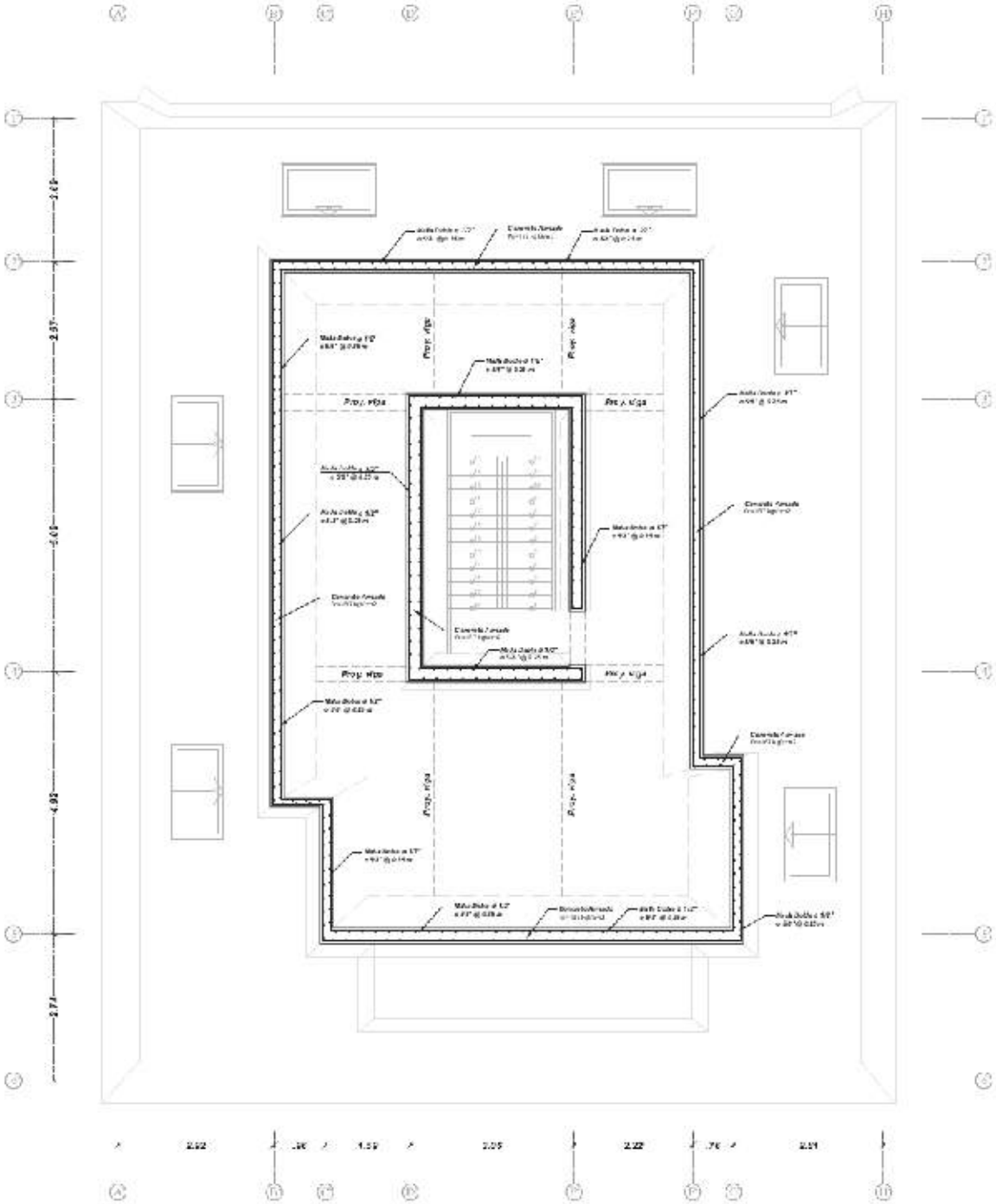
PRIMER NIVEL

Planta Esc. 1/100



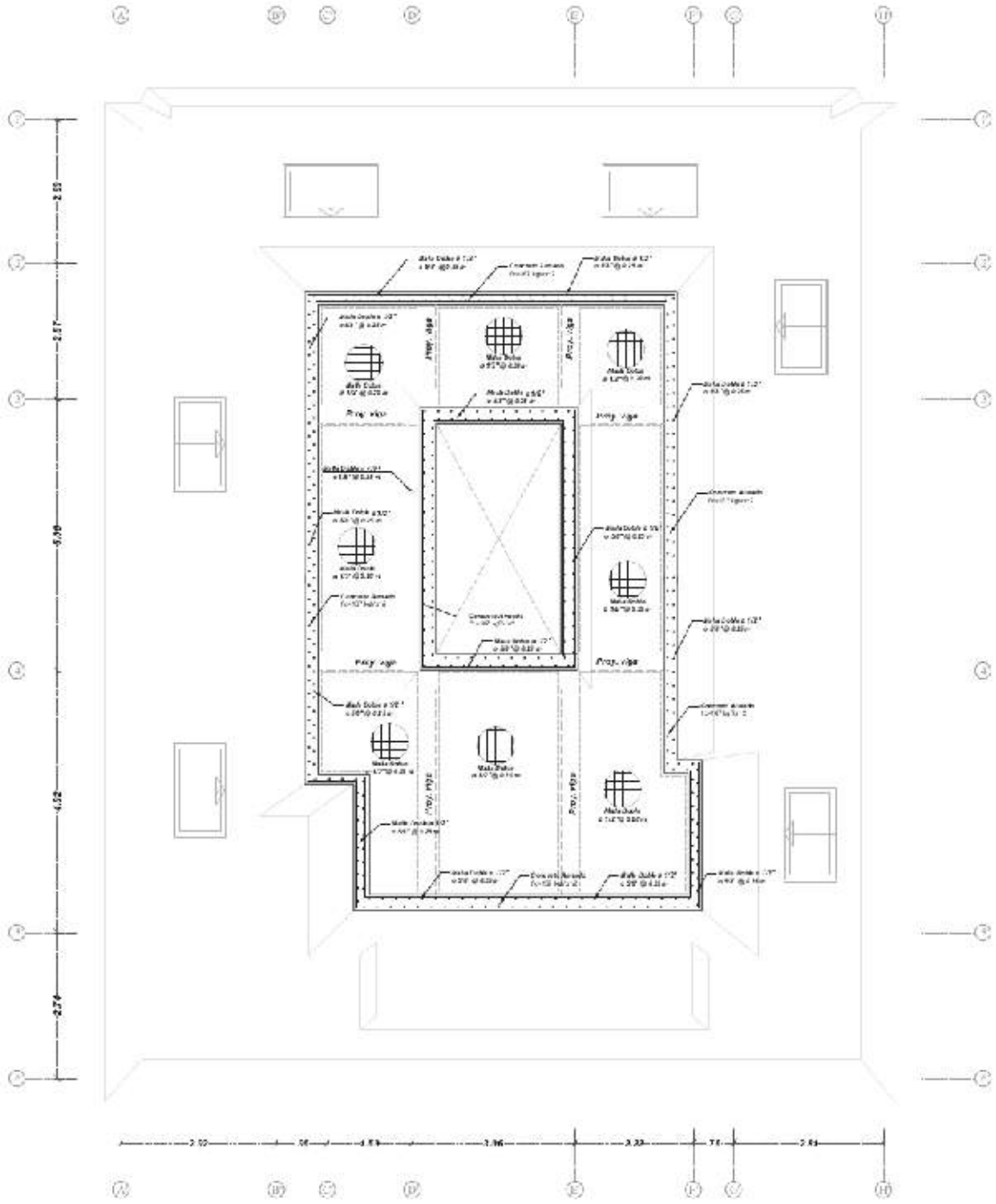
SEGUNDO NIVEL

Planta Esc. 1/100



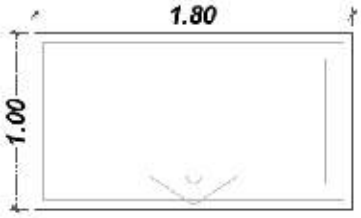
SEGUNDO NIVEL

Planta Esc. 1/100



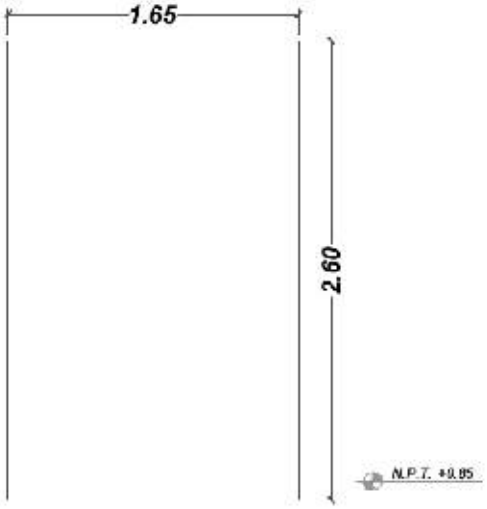
TERCER NIVEL

Planta Esc. 1/100



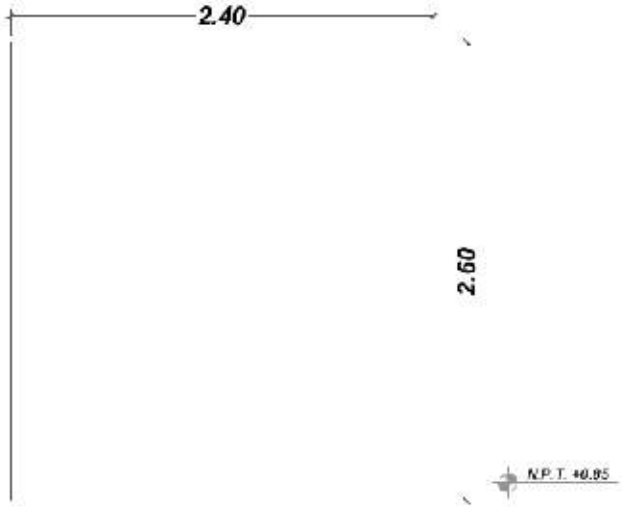
Detalle lucernario

Esc. 1/30



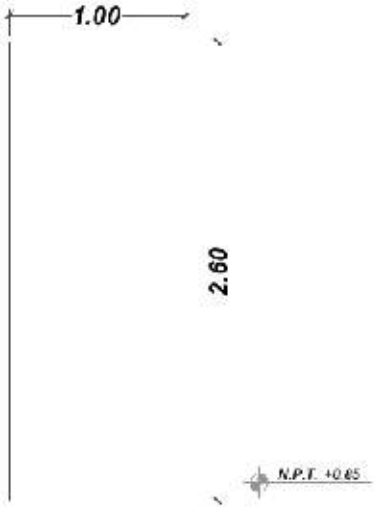
Detalle puerta principal

Esc. 1/30



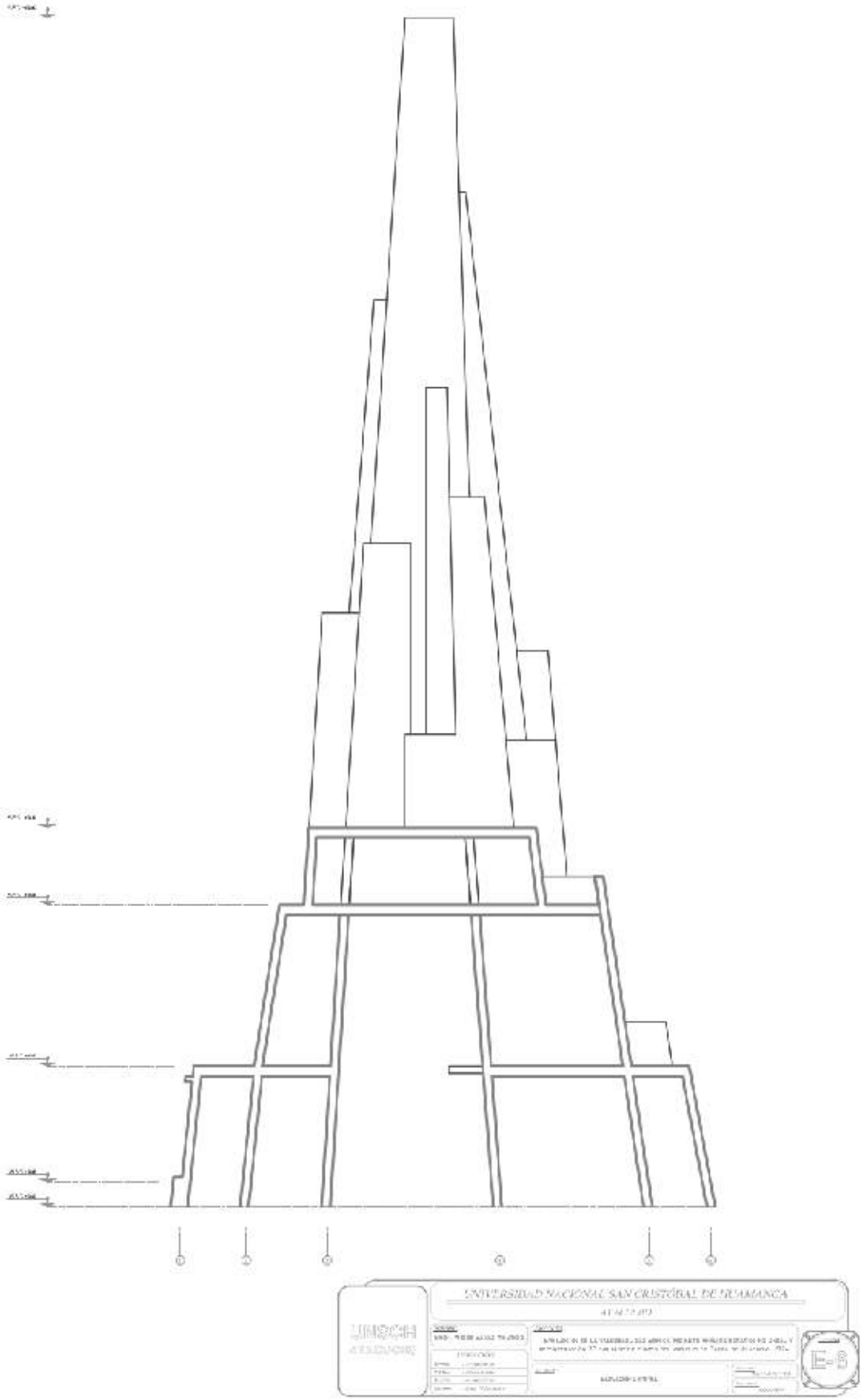
Detalle puerta galeria 1 y 2

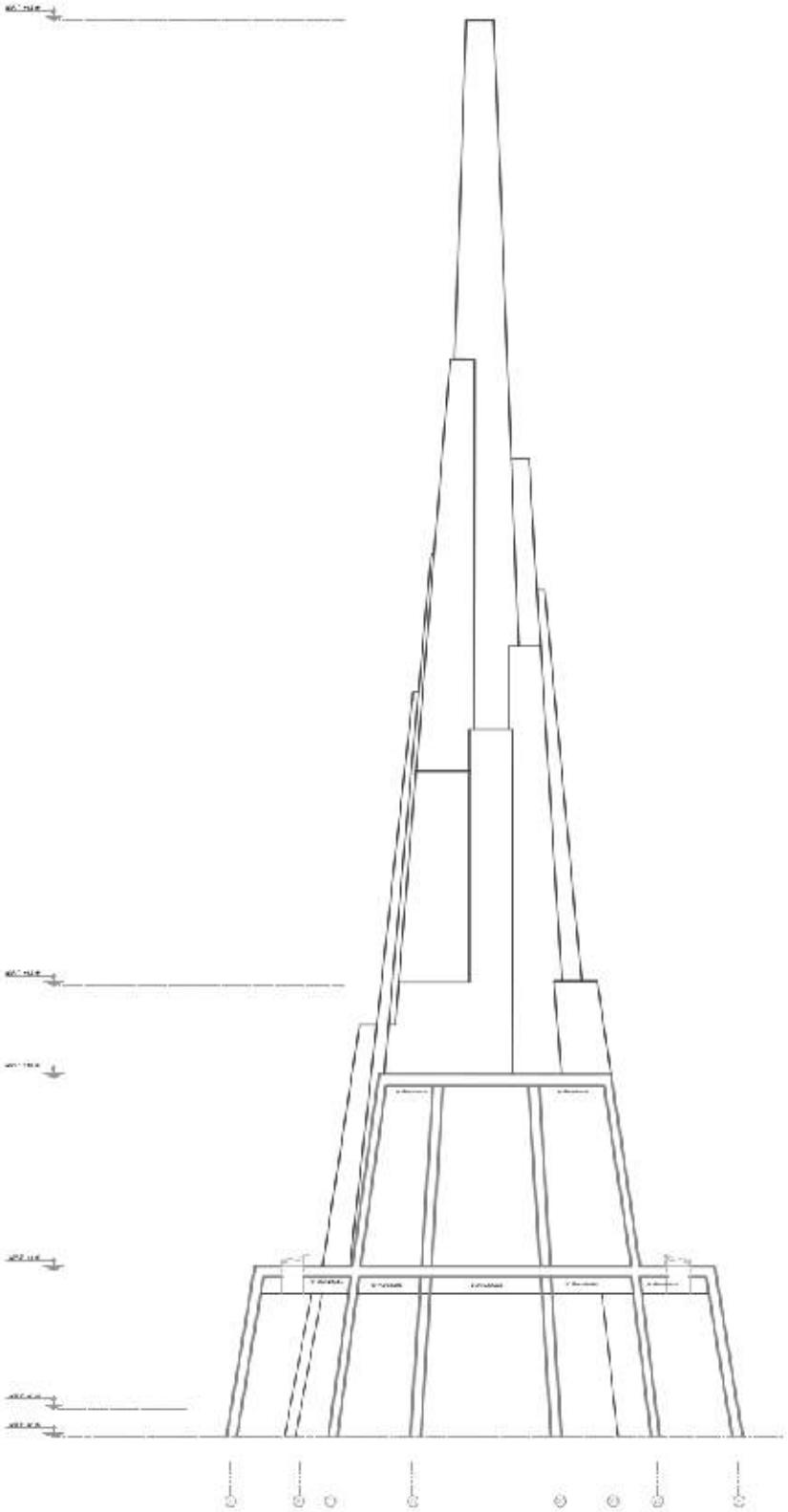
Esc. 1/30



Detalle puerta ducto

Esc. 1/30


UNSCH
UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
E-8

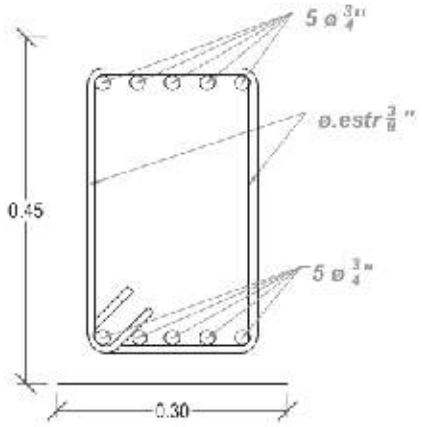


UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

UNSCH

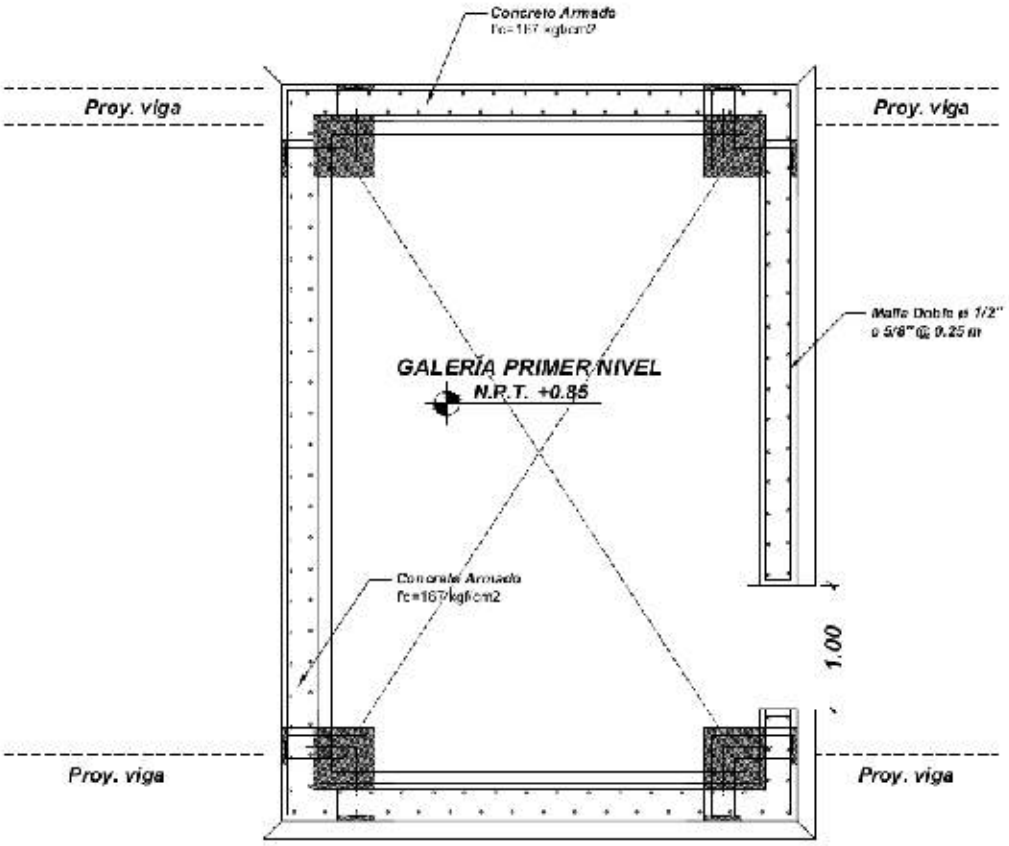
ELEVACIÓN FRONTAL

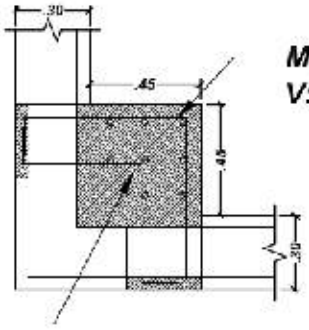
E-7



Detalle viga 30x45

Esc. 1/10





Malla Doble H:ø 1/2"
V: 5/8" @ 0.25 m

Concreto Armado
f'c=210 kgf/cm2

Resolución a la observación del presidente de la comisión (caso 1 (a))

Análisis de peligro sísmico

Se tiene que determinar el peligro en un punto mostrado debido a la fuente generadora de 5x10 km.

considere para la fuente: Mo 4.0 y Mu 8.5, λo 12, β 2.65 y una profundidad uniforme de 15 km y una ley de atenuación de Youngs.

Calcule:

1. El periodo de retorno que corresponde una intensidad de 150 gals.
2. La intensidad que corresponde a un periodo de retorno de 475 años

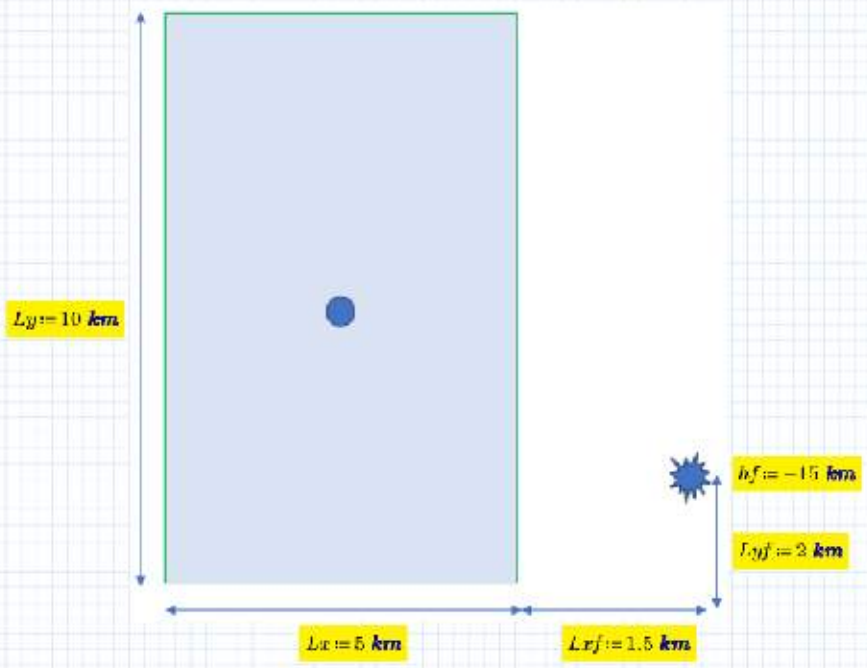
Todos los cálculos se harán para dos casos:

a) Considerando toda la actividad de la fuente concentrada en su centroide (en clase).
b) Actividad uniformemente distribuida en la Fuente (tarea).

$M_0 := 4$ $\lambda_0 := 12$ $\Delta M := 0.1$

Parámetros sismogénico

$M_u := 8.5$ $\beta := 2.65$



$nx := 5$ km — Longitud del lado del área distribuida en la dirección x-x

$ny := 10$ km — Longitud del lado del área distribuida en la dirección y-y

$hz := 0$ km — Profundidad del área distribuida.

Resolución del ejercicio:

Ley de Young 1997:

$$\ln(Sa) = 0.2418 + 1.414 \cdot M + C_1 + C_2 \cdot (10 - M)^2 + C_3 \cdot \ln\left(R_{rup} + 1.7818 \cdot e^{0.554 \cdot M}\right) + 0.00607 \cdot hf + 0.3846 \cdot Z_t$$

$$\sigma = C_4 + C_5 \cdot M$$

$C_1 := 0$ $\quad C_3 := -2.552$ $\quad C_5 := -0.1$

$C_2 := 0$ $\quad C_4 := 1.45$ $\quad Z_t := 0$

Parámetros para la ley de atenuación de Youngs.

Módulo de ruptura de Singh:

$R = k_1 \cdot e^{k_2 \cdot M}$ $\quad k_1 := 0.00564$ $\quad k_2 := 1.1513$

Datos de la fuente:

Coordenada de la fuente (f):

$f := \left[Lx + Lxf \;\; Lyf \;\; hf \right] = \left[6.5 \;\; 2 \;\; -15 \right] km$

$PGA := 150 \; \frac{cm}{s^2}$ $\quad$ Aceleración pico del suelo (objetivo)

$$Mg := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1, 2 .. \frac{(M_u - M_0)}{\Delta M} + 1 \\ \quad \left| \begin{array}{l} M_{i,1} \leftarrow M_0 + \Delta M \cdot (i - 1) \\ M_{i,2} \leftarrow \lambda_0 \cdot \frac{\left(e^{\beta \cdot M_{i,1}} - e^{-\beta \cdot M_i}\right)}{\left(e^{-\beta \cdot M_0} - e^{-\beta \cdot M_u}\right)} \\ M_{i,3} \leftarrow -\frac{\lambda_0}{\Delta M} \cdot \left(\frac{\left(e^{-\beta \cdot M_{i,1}} - e^{-\beta \cdot (M_{i,1} + \Delta M)}\right)}{\left(e^{\beta \cdot M_0} - e^{\beta \cdot M_u}\right)} \right) \\ M_{i,4} \leftarrow k_1 \cdot e^{k_2 \cdot M_{i,1}} \cdot km \\ M_{i,5} \leftarrow C_4 + C_5 \cdot M_{i,1} \\ i \leftarrow i + 1 \end{array} \right. \\ M \end{array} \right|$$

$$Lxi := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1, 2 .. \text{cell}\left(\frac{Lx}{nx}\right) \\ \quad \left| t_i \leftarrow \frac{(2 \cdot i - 1)}{2} \cdot nx \right. \\ t \end{array} \right| \qquad Lyj := \left| \begin{array}{l} \text{for } j \in 1, 2 .. \text{cell}\left(\frac{Ly}{ny}\right) \\ \quad \left| t_j \leftarrow \frac{(2 \cdot j - 1)}{2} \cdot ny \right. \\ t \end{array} \right|$$

$$
Coordi := \left|\begin{array}{l}
\text{for } i \in 1,2..\text{rows}(lyj) \\
\quad \text{for } j \in 1,2..\text{rows}(lxi) \\
\quad\quad k \leftarrow \text{rows}(lxi)\cdot(i-1)+j \\
\quad\quad Coor_{k,1} \leftarrow lxi_{j,1} \\
\quad\quad Coor_{k,2} \leftarrow lyj_{i,1} \\
\quad\quad Coor_{k,3} \leftarrow hz \\
Coor
\end{array}\right.
$$

$$
Rrup_s := \left|\begin{array}{l}
\text{for } s \in 1,2..\dfrac{(M_u - M_0)}{\Delta M}+1 \\
\quad \text{for } j \in 1,2..\text{ceil}\left(\dfrac{Lx\cdot Ly}{nx\cdot ny}\right) \\
\quad\quad \text{if } Mg_{s,j} < \sqrt{\left(f_{s,1} - Coordi_{j,1}\right)^2 + \left(f_{s,2} - Coordi_{j,2}\right)^2} \\
\quad\quad\quad Rrup_{s,j} \leftarrow \sqrt{\left(\sqrt{\left(f_{s,1} - Coordi_{j,1}\right)^2 + \left(f_{s,2} - Coordi_{j,2}\right)^2} - Mg_{s,j}\right)^2 + f_{s,3}^{\ 2}} \\
\quad\quad else \\
\quad\quad\quad Rrup_{s,j} \leftarrow \sqrt{f_{s,3}^{\ 2}} \\
Rrup
\end{array}\right.
$$

$$
LnSa_i := \left|\begin{array}{l}
\text{for } i \in 1,2..\dfrac{(M_u - M_0)}{\Delta M}+1 \\
\quad \text{for } j \in 1,2..\text{ceil}\left(\dfrac{Lx\cdot Ly}{nx\cdot ny}\right) \\
\quad\quad LnSa1_{i,j} \leftarrow 0.2418 + 1.414\cdot Mg_{i,j} + C_1 + C_2\cdot\left(10 - Mg_{i,j}\right)^3 \\
\quad\quad LnSa2_{i,j} \leftarrow C_3\cdot \ln\left(\dfrac{Rrup_{i,j}}{1\ km} + 1.7818\cdot e^{0.554\cdot Mg_{i,j}}\right) + 0.00607\cdot \text{abs}\left(\dfrac{f_{i,3}}{1\ km}\right) + 0.3846\cdot Z_i \\
\quad\quad LnSa_{i,j} \leftarrow LnSa1_{i,j} + LnSa2_{i,j} \\
LnSa
\end{array}\right.
$$

$$
Sa_s := \left|\begin{array}{l}
\text{for } i \in 1,2..\dfrac{(M_u - M_0)}{\Delta M}+1 \\
\quad \text{for } j \in 1,2..\text{ceil}\left(\dfrac{Lx\cdot Ly}{nx\cdot ny}\right) \\
\quad\quad Sa_{i,j} \leftarrow g\cdot e^{LnSa_{i,j}} \\
Sa
\end{array}\right.
$$

$$Prob_Aa := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1,2..\dfrac{(M_u - M_0)}{\Delta M} + 1 \\ \left\| \begin{array}{l} \text{for } j \in 1,2..\text{ceil}\left(\dfrac{Lx \cdot Ly}{nx \cdot ny}\right) \\ \left\| Prob_{i,j} \leftarrow 1 - \text{pnorm}\left(\dfrac{PGA}{g}, LnSa_i_{i,j}, Mg_{i,j}\right) \right. \end{array} \right. \\ Prob \end{array} \right.$$

$$va\ i := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1,2..\dfrac{(M_u - M_0)}{\Delta M} + 1 \\ \left\| \begin{array}{l} \text{for } j \in 1,2..\text{ceil}\left(\dfrac{Lx \cdot Ly}{nx \cdot ny}\right) \\ \left| va_{i,j} - Mg_{i,j} \cdot Prob\ Aa_{i,j} \cdot \Delta M \right. \end{array} \right. \\ va \end{array} \right.$$

$$Tasa\ i := \left(-\left(\sum_{j=1}^{\text{cols}(Tasa_i)} va\ i^{\frac{-1}{j}}\right)\right)^{\frac{1}{i}}$$

$$Tasa := \sum_{i=1}^{\text{cols}(Tasa_i)} Tasa_i_{1,i} = 2.7776360822$$ *Veces/año*

$$PeriodoRetorno := \frac{1}{Tasa} = 0.3600183647$$ *Años*

$$PGA = 150\ \frac{cm}{s^2}$$ ***Respuesta***

Resolución a la observación del presidente de la comisión (caso 2 (a))

Análisis de peligro sísmico

Se tiene que determinar el peligro en un punto mostrado debido a la fuente generadora de 5x10 km.

considere para la fuente: Mo 4.0 y Mu 8.5, λo 12, β 2.65 y una profundidad uniforme de 15 km y una ley de atenuación de Youngs.

Calcule:

1. El periodo de retorno que corresponde una intensidad de 150 gals.
2. La intensidad que corresponde a un periodo de retorno de 475 años

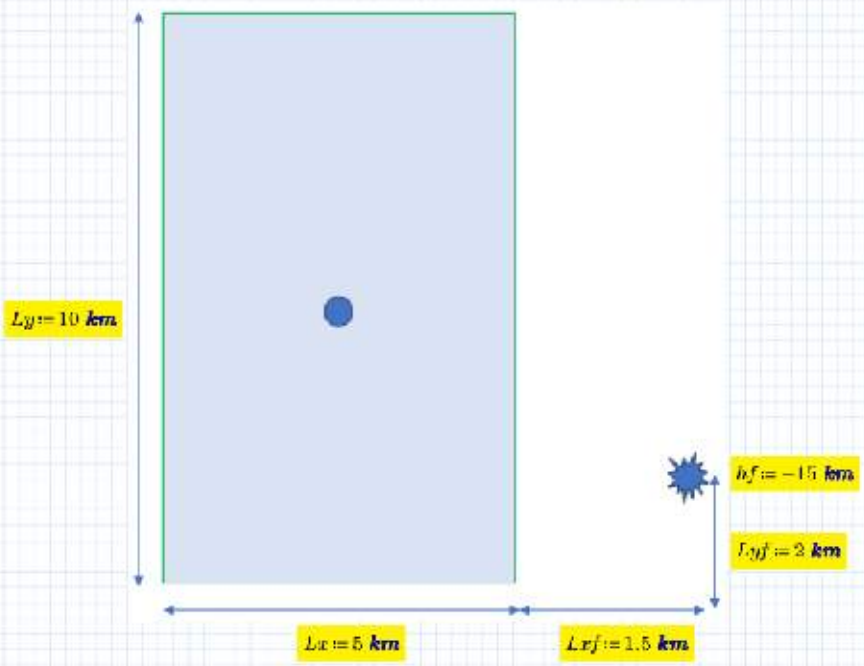
Todos los cálculos se harán para dos casos:

a) Considerando toda la actividad de la fuente concentrada en su centroide (en clase).
b) Actividad uniformemente distribuida en la Fuente (tarea).

$M_0 := 4$ $\lambda_0 := 12$ $\Delta M := 0.1$

$M_u := 8.5$ $\beta := 2.65$

Parámetros sismogénico



$lx := 5$ km	Longitud del lado del área distribuida en la dirección x-x
$ly := 10$ km	Longitud del lado del área distribuida en la dirección y-y
$hz := 0$ km	Profundidad del área distribuida.

Resolución del ejercicio:

Ley de Young 1997:

$$\ln(Sa) = 0.2418 + 1.414 \cdot M + C_1 + C_2 \cdot (10 - M)^2 + C_3 \cdot \ln\left(R_{rup} + 1.7818 \cdot e^{0.554 \cdot M}\right) + 0.00607 \cdot h_f + 0.3846 \cdot Z_t$$

$$\sigma = C_4 + C_5 \cdot M$$

$C_1 := 0$ $\quad C_3 := -2.552$ $\quad C_5 := -0.1$

$C_2 := 0$ $\quad C_4 := 1.45$ $\quad Z_t := 0$

Parámetros para la ley de atenuación de Youngs.

Módulo de ruptura de Singh:

$R = k_1 \cdot e^{k_2 \cdot M}$ $\qquad k_1 := 0.00564$ $\qquad k_2 := 1.1513$

Datos de la fuente:

Coordenada de la fuente (f):

$f := \left[Lx + Lxf \;\; Lyf \;\; hf\right] = \left(6.5 \;\; 2 \;\; -15\right) km$

$PGA := 2689.742 \dfrac{cm}{s^2}$ Aceleración pico del suelo (objetivo)

$$Mg := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1, 2 .. \dfrac{(M_u - M_0)}{\Delta M} + 1 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} M_{i,1} \leftarrow M_0 + \Delta M \cdot (i - 1) \\ M_{i,2} \leftarrow \lambda_0 \cdot \dfrac{\left(e^{-\beta \cdot M_{i,1}} - e^{-\beta \cdot M_u}\right)}{\left(e^{-\beta \cdot M_0} - e^{-\beta \cdot M_u}\right)} \\ M_{i,3} \leftarrow \dfrac{\lambda_0}{\Delta M} \cdot \left(\dfrac{\left(e^{-\beta \cdot M_{i,1}} - e^{-\beta \cdot (M_{i,1} + \Delta M)}\right)}{\left(e^{-\beta \cdot M_0} - e^{-\beta \cdot M_u}\right)} \right) \\ M_{i,4} \leftarrow k_1 \cdot e^{k_2 \cdot M_{i,1}} \cdot km \\ M_{i,5} \leftarrow C_4 + C_5 \cdot M_{i,1} \\ i \leftarrow i + 1 \end{array} \right. \\ M \end{array} \right.$$

$$Ixi := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1, 2 .. \text{ceil}\left(\dfrac{Lx}{nx}\right) \\ \quad \left\| i_i \leftarrow \dfrac{(2 \cdot i - 1)}{2} \cdot nx \right. \\ i \end{array} \right. \qquad Iyj := \left\| \begin{array}{l} \text{for } j \in 1, 2 .. \text{ceil}\left(\dfrac{Ly}{ny}\right) \\ \quad \left\| t_j \leftarrow \dfrac{(2 \cdot j - 1)}{2} \cdot ny \right. \\ t \end{array} \right.$$

$$
Coordi := \left|\begin{array}{l}
\text{for } i \in 1,2..\text{rows}(lyj) \\
\quad \text{for } j \in 1,2..\text{rows}(lxi) \\
\quad\quad k \leftarrow \text{rows}(lxi)\cdot(i-1)+j \\
\quad\quad Coor_{k,1} \leftarrow lxi_{j,1} \\
\quad\quad Coor_{k,2} \leftarrow lyj_{i,1} \\
\quad\quad Coor_{k,3} \leftarrow hz \\
Coor
\end{array}\right.
$$

$$
Rrup_s := \left|\begin{array}{l}
\text{for } s \in 1,2..\dfrac{(M_u - M_0)}{\Delta M}+1 \\
\quad \text{for } j \in 1,2..\text{ceil}\left(\dfrac{Lx\cdot Ly}{nx\cdot ny}\right) \\
\quad\quad \text{if } Mg_{s,j} < \sqrt{\left(f_{s,1} - Coordi_{j,1}\right)^2 + \left(f_{s,2} - Coordi_{j,2}\right)^2} \\
\quad\quad\quad Rrup_{s,j} \leftarrow \sqrt{\left(\sqrt{\left(f_{s,1} - Coordi_{j,1}\right)^2 + \left(f_{s,2} - Coordi_{j,2}\right)^2} - Mg_{s,j}\right)^2 + f_{s,3}^{\ 2}} \\
\quad\quad else \\
\quad\quad\quad Rrup_{s,j} \leftarrow \sqrt{f_{s,3}^{\ 2}} \\
Rrup
\end{array}\right.
$$

$$
LnSa_i := \left|\begin{array}{l}
\text{for } i \in 1,2..\dfrac{(M_u - M_0)}{\Delta M}+1 \\
\quad \text{for } j \in 1,2..\text{ceil}\left(\dfrac{Lx\cdot Ly}{nx\cdot ny}\right) \\
\quad\quad LnSa1_{i,j} \leftarrow 0.2418 + 1.414\cdot Mg_{i,j} + C_1 + C_2\cdot\left(10 - Mg_{i,j}\right)^3 \\
\quad\quad LnSa2_{i,j} \leftarrow C_3\cdot \ln\left(\dfrac{Rrup_{i,j}}{1\ km} + 1.7818\cdot e^{0.554\cdot Mg_{i,j}}\right) + 0.00607\cdot \text{abs}\left(\dfrac{f_{i,3}}{1\ km}\right) + 0.3846\cdot Z_i \\
\quad\quad LnSa_{i,j} \leftarrow LnSa1_{i,j} + LnSa2_{i,j} \\
LnSa
\end{array}\right.
$$

$$
Sa_s := \left|\begin{array}{l}
\text{for } i \in 1,2..\dfrac{(M_u - M_0)}{\Delta M}+1 \\
\quad \text{for } j \in 1,2..\text{ceil}\left(\dfrac{Lx\cdot Ly}{nx\cdot ny}\right) \\
\quad\quad Sa_{i,j} \leftarrow g\cdot e^{LnSa_{i,j}} \\
Sa
\end{array}\right.
$$

$$Prob_Aa := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1,2..\dfrac{(M_u - M_0)}{\Delta M} + 1 \\ \left\| \begin{array}{l} \text{for } j \in 1,2..\text{ceil}\left(\dfrac{Lx \cdot Ly}{nx \cdot ny}\right) \\ \left\| Prob_{i,j} \leftarrow 1 - \text{pnorm}\left(\dfrac{PGA}{g}, LnSa_i_{i,j}, Mg_{i,j}\right) \right. \end{array} \right. \\ Prob \end{array} \right.$$

$$va\ i := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1,2..\dfrac{(M_u - M_0)}{\Delta M} + 1 \\ \left\| \begin{array}{l} \text{for } j \in 1,2..\text{ceil}\left(\dfrac{Lx \cdot Ly}{nx \cdot ny}\right) \\ \left| va_{i,j} \leftarrow Mg_{i,j} \cdot Prob\ Aa_{i,j} \cdot \Delta M \right. \end{array} \right. \\ va \end{array} \right.$$

$$Tasa\ i := \left(-\left(\sum_{j=1}^{\text{cols}(Prob_i)} va\ i^{\langle j \rangle}\right)\right)^{T}$$

$$Tasa := \sum_{i=1}^{\text{cols}(Prob_i)} Tasa_i_{1,i} = 0.0021052615 \quad Veces/año$$

$$PeriodoRetorno := \frac{1}{Tasa} = 475.0003848794 \quad Años$$

$$PGA = 2689.742\ \frac{cm}{s^2} \quad \textbf{Respuesta}$$

Resolución a la observación del presidente de la comisión (caso 1 (b))

Análisis de peligro sísmico

Se tiene que determinar el peligro en un punto mostrado debido a la fuente generadora de 5x10 km.

considere para la fuente: Mo 4.0 y Mu 8.5, λo 12, β 2.65 y una profundidad uniforme de 15 km y una ley de atenuación de Youngs.

Calcule:

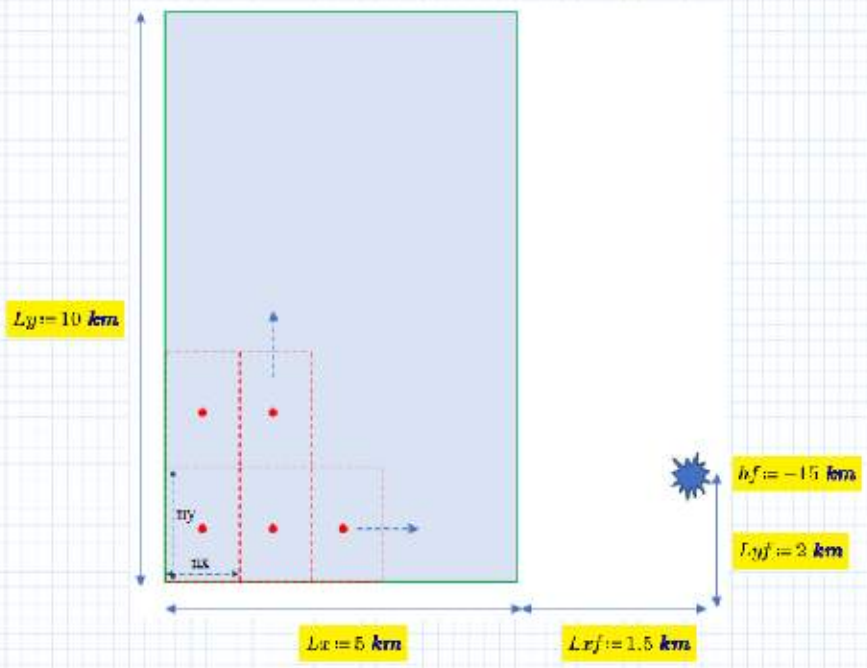
1. El periodo de retorno que corresponde una intensidad de 150 gals.
2. La intensidad que corresponde a un periodo de retorno de 475 años

Todos los cálculos se harán para dos casos:

a) Considerando toda la actividad de la fuente concentrada en su centroide (en clase).
b) Actividad uniformemente distribuida en la Fuente (tarea).

$M_0 := 4$ $\lambda_0 := 12$ $\Delta M := 0.1$ *Parámetros sismogénico*

$M_u := 8.5$ $\beta := 2.65$



$nx := 1$ km Longitud del lado del área distribuida en la dirección x-x

$ny := 1$ km Longitud del lado del área distribuida en la dirección y-y

$hz := 0$ km Profundidad del área distribuida.

Resolución del ejercicio:

Ley de Young 1997:

$$\ln(Sa) = 0.2418 + 1.414 \cdot M + C_1 + C_2 \cdot (10 - M)^2 + C_3 \cdot \ln\left(R_{rup} + 1.7818 \cdot e^{0.554 \cdot M}\right) + 0.00607 \cdot h_f + 0.3846 \cdot Z_t$$

$$\sigma = C_4 + C_5 \cdot M$$

$C_1 := 0$ $\quad C_3 := -2.552$ $\quad C_5 := -0.1$

$C_2 := 0$ $\quad C_4 := 1.45$ $\quad Z_t := 0$

Parámetros para la ley de atenuación de Youngs.

Módulo de ruptura de Singh:

$R = k_1 \cdot e^{k_2 \cdot M}$ $\qquad k_1 := 0.00564$ $\qquad k_2 := 1.1513$

Datos de la fuente:

Coordenada de la fuente (f):

$f := \left[Lx + Lxf \;\; Lyf \;\; hf\right] = \left(6.5 \;\; 2 \;\; -15\right) km$

$PGA := 150 \; \frac{cm}{s^2}$ $\qquad$ Aceleración pico del suelo (objetivo)

$$Mg := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1, 2 .. \frac{(M_u - M_0)}{\Delta M} + 1 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} M_{i,1} \leftarrow M_0 + \Delta M \cdot (i - 1) \\ M_{i,2} \leftarrow \lambda_0 \cdot \frac{\left(e^{-\beta \cdot M_{i,1}} - e^{-\beta \cdot M_u}\right)}{\left(e^{-\beta \cdot M_0} - e^{-\beta \cdot M_u}\right)} \\ M_{i,3} \leftarrow -\frac{\lambda_0}{\Delta M} \cdot \left(\frac{\left(e^{-\beta \cdot M_{i,1}} - e^{-\beta \cdot (M_{i,1} + \Delta M)}\right)}{\left(e^{-\beta \cdot M_0} - e^{-\beta \cdot M_u}\right)} \right) \\ M_{i,4} \leftarrow k_1 \cdot e^{k_2 \cdot M_{i,1}} \cdot km \\ M_{i,5} \leftarrow C_4 + C_5 \cdot M_{i,1} \\ i \leftarrow i + 1 \end{array} \right. \\ M \end{array} \right.$$

$$lxi := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1, 2 .. \text{ceil}\left(\frac{Lx}{nx}\right) \\ \quad \left\| i_i \leftarrow \frac{(2 \cdot i - 1)}{2} \cdot nx \right. \\ i \end{array} \right. \qquad lyj := \left\| \begin{array}{l} \text{for } j \in 1, 2 .. \text{ceil}\left(\frac{Ly}{ny}\right) \\ \quad \left\| t_j \leftarrow \frac{(2 \cdot j - 1)}{2} \cdot ny \right. \\ j \end{array} \right.$$

$$
Coordi := \left|\begin{array}{l}
\text{for } i \in 1,2..\text{rows}(lyj) \\
\quad \text{for } j \in 1,2..\text{rows}(lxi) \\
\quad\quad k \leftarrow \text{rows}(lxi)\cdot(i-1)+j \\
\quad\quad Coor_{k,1} \leftarrow lxi_{j,1} \\
\quad\quad Coor_{k,2} \leftarrow lyj_{i,1} \\
\quad\quad Coor_{k,3} \leftarrow hz \\
Coor
\end{array}\right.
$$

$$
Rrup_s := \left|\begin{array}{l}
\text{for } s \in 1,2..\dfrac{(M_u - M_0)}{\Delta M}+1 \\
\quad \text{for } j \in 1,2..\text{ceil}\left(\dfrac{Lx\cdot Ly}{nx\cdot ny}\right) \\
\quad\quad \text{if } Mg_{s,j} < \sqrt{\left(f_{s,1} - Coordi_{j,1}\right)^2 + \left(f_{s,2} - Coordi_{j,2}\right)^2} \\
\quad\quad\quad Rrup_{s,j} \leftarrow \sqrt{\left(\sqrt{\left(f_{s,1} - Coordi_{j,1}\right)^2 + \left(f_{s,2} - Coordi_{j,2}\right)^2} - Mg_{s,j}\right)^2 + f_{s,3}^{\ 2}} \\
\quad\quad else \\
\quad\quad\quad Rrup_{s,j} \leftarrow \sqrt{f_{s,3}^{\ 2}} \\
Rrup
\end{array}\right.
$$

$$
LnSa_i := \left|\begin{array}{l}
\text{for } i \in 1,2..\dfrac{(M_u - M_0)}{\Delta M}+1 \\
\quad \text{for } j \in 1,2..\text{ceil}\left(\dfrac{Lx\cdot Ly}{nx\cdot ny}\right) \\
\quad\quad LnSa1_{i,j} \leftarrow 0.2418 + 1.414\cdot Mg_{i,j} + C_1 + C_2\cdot\left(10 - Mg_{i,j}\right)^3 \\
\quad\quad LnSa2_{i,j} \leftarrow C_3\cdot \ln\left(\dfrac{Rrup_{i,j}}{1\ km} + 1.7818\cdot e^{0.554\cdot Mg_{i,j}}\right) + 0.00607\cdot \text{abs}\left(\dfrac{f_{i,3}}{1\ km}\right) + 0.3846\cdot Z_i \\
\quad\quad LnSa_{i,j} \leftarrow LnSa1_{i,j} + LnSa2_{i,j} \\
LnSa
\end{array}\right.
$$

$$
Sa_s := \left|\begin{array}{l}
\text{for } i \in 1,2..\dfrac{(M_u - M_0)}{\Delta M}+1 \\
\quad \text{for } j \in 1,2..\text{ceil}\left(\dfrac{Lx\cdot Ly}{nx\cdot ny}\right) \\
\quad\quad Sa_{i,j} \leftarrow g\cdot e^{LnSa_{i,j}} \\
Sa
\end{array}\right.
$$

$$Prob_Aa := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1,2..\dfrac{(M_u - M_0)}{\Delta M} + 1 \\ \left\| \begin{array}{l} \text{for } j \in 1,2..\text{ceil}\left(\dfrac{Lx \cdot Ly}{nx \cdot ny}\right) \\ \left\| Prob_{i,j} \leftarrow 1 - \text{pnorm}\left(\dfrac{PGA}{g}, LnSa_i_{i,j}, Mg_{i,j}\right) \right. \end{array} \right. \\ Prob \end{array} \right.$$

$$va\ i := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1,2..\dfrac{(M_u - M_0)}{\Delta M} + 1 \\ \left\| \begin{array}{l} \text{for } j \in 1,2..\text{ceil}\left(\dfrac{Lx \cdot Ly}{nx \cdot ny}\right) \\ \left| va_{i,j} \leftarrow Mg_{i,j} \cdot Prob\ Aa_{i,j} \cdot \Delta M \right. \end{array} \right. \\ va \end{array} \right.$$

$$Tasa\ i := \left(-\left(\sum_{j=1}^{ceil(Trep_i)} va\ i^{j-1}\right)\right)^{-1}$$

$$Tasa := \sum_{i=1}^{ceil(Trep_f)} Tasa_i_{i,1} = 135.5844096534\ Veces/año$$

$$PeriodoRetorno := \frac{1}{Tasa} = 0.0073754792 \quad Años$$

$$PGA = 150\ \frac{cm}{s^2}$$

Respuesta

Resolución a la observación del presidente de la comisión (caso 2 (b))

Análisis de peligro sísmico

Se tiene que determinar el peligro en un punto mostrado debido a la fuente generadora de 5x10 km.

considere para la fuente: Mo 4.0 y Mu 8.5, λo 12, β 2.65 y una profundidad uniforme de 15 km y una ley de atenuación de Youngs.

Calcule:

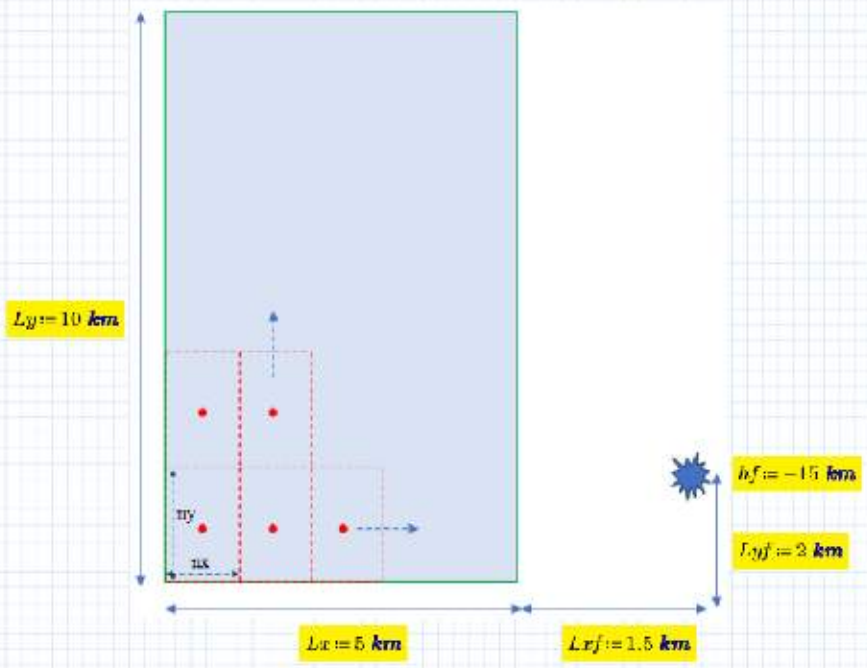
1. El periodo de retorno que corresponde una intensidad de 150 gals.
2. La intensidad que corresponde a un periodo de retorno de 475 años

Todos los cálculos se harán para dos casos:

a) Considerando toda la actividad de la fuente concentrada en su centroide (en clase).
b) Actividad uniformemente distribuida en la Fuente (tarea).

$M_0 := 4$ $\lambda_0 := 12$ $\Delta M := 0.1$ *Parámetros sismogénico*

$M_u := 8.5$ $\beta := 2.65$



$nx := 1$ km Longitud del lado del área distribuida en la dirección x-x

$ny := 1$ km Longitud del lado del área distribuida en la dirección y-y

$hz := 0$ km Profundidad del área distribuida.

Resolución del ejercicio:

Ley de Young 1997:

$$\ln(Sa) = 0.2418 + 1.414 \cdot M + C_1 + C_2 \cdot (10 - M)^2 + C_3 \cdot \ln\left(R_{rup} + 1.7818 \cdot e^{0.554 \cdot M}\right) + 0.00607 \cdot h_f + 0.3846 \cdot Z_t$$

$$\sigma = C_4 + C_5 \cdot M$$

$C_1 := 0$ $\quad C_3 := -2.552$ $\quad C_5 := -0.1$

$C_2 := 0$ $\quad C_4 := 1.45$ $\quad Z_t := 0$

Parámetros para la ley de atenuación de Youngs.

Módulo de ruptura de Singh:

$R = k_1 \cdot e^{k_2 \cdot M}$ $\qquad k_1 := 0.00564$ $\qquad k_2 := 1.1513$

Datos de la fuente:

Coordenada de la fuente (f):

$f := \left[Lx + Lxf \;\; Lyf \;\; hf\right] = \begin{pmatrix} 6.5 & 2 & -15 \end{pmatrix} km$

$PGA := 6676.3361 \; \frac{cm}{s^2}$ $\qquad$ Aceleración pico del suelo (objetivo)

$$Mg := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1, 2 .. \frac{(M_u - M_0)}{\Delta M} + 1 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} M_{i,1} \leftarrow M_0 + \Delta M \cdot (i - 1) \\ M_{i,2} \leftarrow \lambda_0 \cdot \frac{\left(e^{-\beta \cdot M_{i,1}} - e^{-\beta \cdot M_u}\right)}{\left(e^{-\beta \cdot M_0} - e^{-\beta \cdot M_u}\right)} \\ M_{i,3} \leftarrow -\frac{\lambda_0}{\Delta M} \cdot \left(\frac{\left(e^{-\beta \cdot M_{i,1}} - e^{-\beta \cdot (M_{i,1} + \Delta M)}\right)}{\left(e^{-\beta \cdot M_0} - e^{-\beta \cdot M_u}\right)} \right) \\ M_{i,4} \leftarrow k_1 \cdot e^{k_2 \cdot M_{i,1}} \cdot km \\ M_{i,5} \leftarrow C_4 + C_5 \cdot M_{i,1} \\ i \leftarrow i + 1 \end{array} \right. \\ M \end{array} \right.$$

$$lxi := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1, 2 .. \text{ceil}\left(\frac{Lx}{nx}\right) \\ \quad \left\| i_i \leftarrow \frac{(2 \cdot i - 1)}{2} \cdot nx \right. \\ i \end{array} \right. \qquad lyj := \left\| \begin{array}{l} \text{for } j \in 1, 2 .. \text{ceil}\left(\frac{Ly}{ny}\right) \\ \quad \left\| t_j \leftarrow \frac{(2 \cdot j - 1)}{2} \cdot ny \right. \\ t \end{array} \right.$$

$$
Coordi := \left|\begin{array}{l}
\text{for } i \in 1,2..\text{rows}(lyj) \\
\quad \text{for } j \in 1,2..\text{rows}(lxi) \\
\quad\quad k \leftarrow \text{rows}(lxi)\cdot(i-1)+j \\
\quad\quad Coor_{k,1} \leftarrow lxi_{j,1} \\
\quad\quad Coor_{k,2} \leftarrow lyj_{i,1} \\
\quad\quad Coor_{k,3} \leftarrow hz \\
Coor
\end{array}\right.
$$

$$
Rrup_s := \left|\begin{array}{l}
\text{for } s \in 1,2..\dfrac{(M_u - M_0)}{\Delta M}+1 \\
\quad \text{for } j \in 1,2..\text{ceil}\left(\dfrac{Lx\cdot Ly}{nx\cdot ny}\right) \\
\quad\quad \text{if } Mg_{s,j} < \sqrt{\left(f_{s,1} - Coordi_{j,1}\right)^2 + \left(f_{s,2} - Coordi_{j,2}\right)^2} \\
\quad\quad\quad Rrup_{s,j} \leftarrow \sqrt{\left(\sqrt{\left(f_{s,1} - Coordi_{j,1}\right)^2 + \left(f_{s,2} - Coordi_{j,2}\right)^2} - Mg_{s,j}\right)^2 + f_{s,3}^{\ 2}} \\
\quad\quad else \\
\quad\quad\quad Rrup_{s,j} \leftarrow \sqrt{f_{s,3}^{\ 2}} \\
Rrup
\end{array}\right.
$$

$$
LnSa_i := \left|\begin{array}{l}
\text{for } i \in 1,2..\dfrac{(M_u - M_0)}{\Delta M}+1 \\
\quad \text{for } j \in 1,2..\text{ceil}\left(\dfrac{Lx\cdot Ly}{nx\cdot ny}\right) \\
\quad\quad LnSa1_{i,j} \leftarrow 0.2418 + 1.414\cdot Mg_{i,j} + C_1 + C_2\cdot\left(10 - Mg_{i,j}\right)^3 \\
\quad\quad LnSa2_{i,j} \leftarrow C_3\cdot \ln\left(\dfrac{Rrup_{i,j}}{1\ km} + 1.7818\cdot e^{0.554\cdot Mg_{i,j}}\right) + 0.00607\cdot \text{abs}\left(\dfrac{f_{i,3}}{1\ km}\right) + 0.3846\cdot Z_i \\
\quad\quad LnSa_{i,j} \leftarrow LnSa1_{i,j} + LnSa2_{i,j} \\
LnSa
\end{array}\right.
$$

$$
Sa_s := \left|\begin{array}{l}
\text{for } i \in 1,2..\dfrac{(M_u - M_0)}{\Delta M}+1 \\
\quad \text{for } j \in 1,2..\text{ceil}\left(\dfrac{Lx\cdot Ly}{nx\cdot ny}\right) \\
\quad\quad Sa_{i,j} \leftarrow g\cdot e^{LnSa_{i,j}} \\
Sa
\end{array}\right.
$$

$$Prob_Aa := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1,2..\dfrac{(M_u - M_0)}{\Delta M} + 1 \\ \left\| \begin{array}{l} \text{for } j \in 1,2..\text{ceil}\left(\dfrac{Lx \cdot Ly}{nx \cdot ny}\right) \\ \left\| Prob_{i,j} \leftarrow 1 - \text{pnorm}\left(\dfrac{PGA}{g}, LnSa_i_{i,j}, Mg_{i,j}\right) \right. \end{array} \right. \\ Prob \end{array} \right.$$

$$va\ i := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1,2..\dfrac{(M_u - M_0)}{\Delta M} + 1 \\ \left\| \begin{array}{l} \text{for } j \in 1,2..\text{ceil}\left(\dfrac{Lx \cdot Ly}{nx \cdot ny}\right) \\ \left| va_{i,j} \leftarrow Mg_{i,j} \cdot Prob\ Aa_{i,j} \cdot \Delta M \right. \end{array} \right. \\ va \end{array} \right.$$

$$Tasa\ i := \left(-\left(\sum_{k=1}^{\text{cols}(Tmp_i)} va\ i^{\langle k \rangle}\right)\right)^{k}$$

$$Tasa := \sum_{i=1}^{\text{cols}(Tmp_i)} Tasa_i_{1,i} = 0.0021052631 \quad Veces/año$$

$$PeriodoRetorno := \frac{1}{Tasa} = 475.0000144567 \quad Años$$

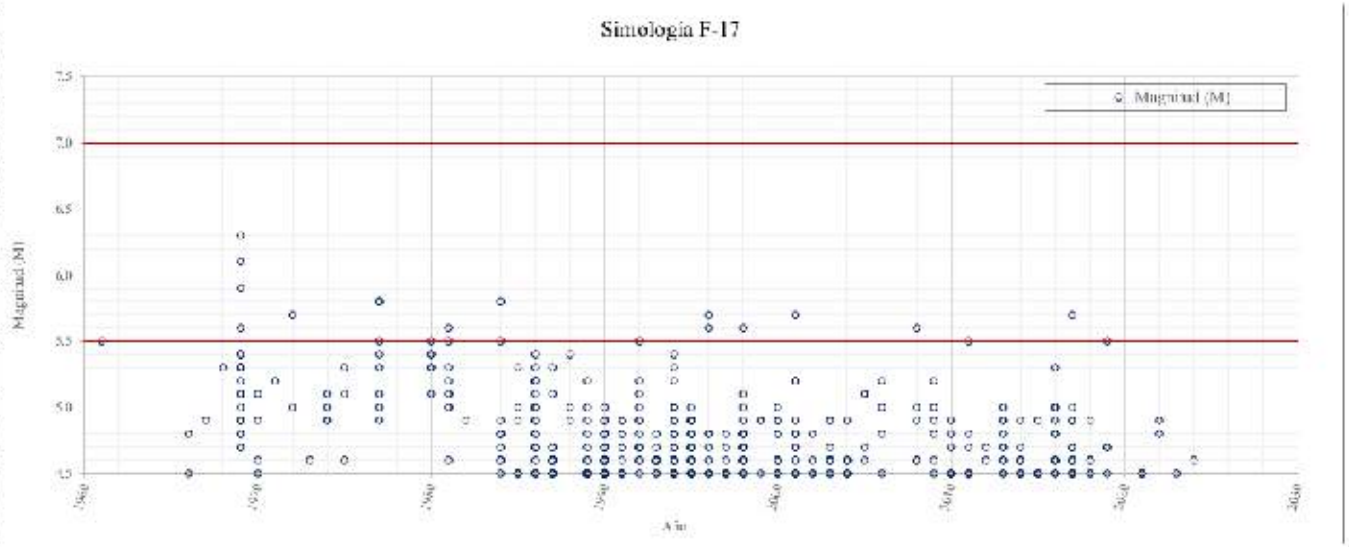
$$PGA = 6676.336\ \frac{cm}{s^2} \quad \textbf{Respuesta}$$

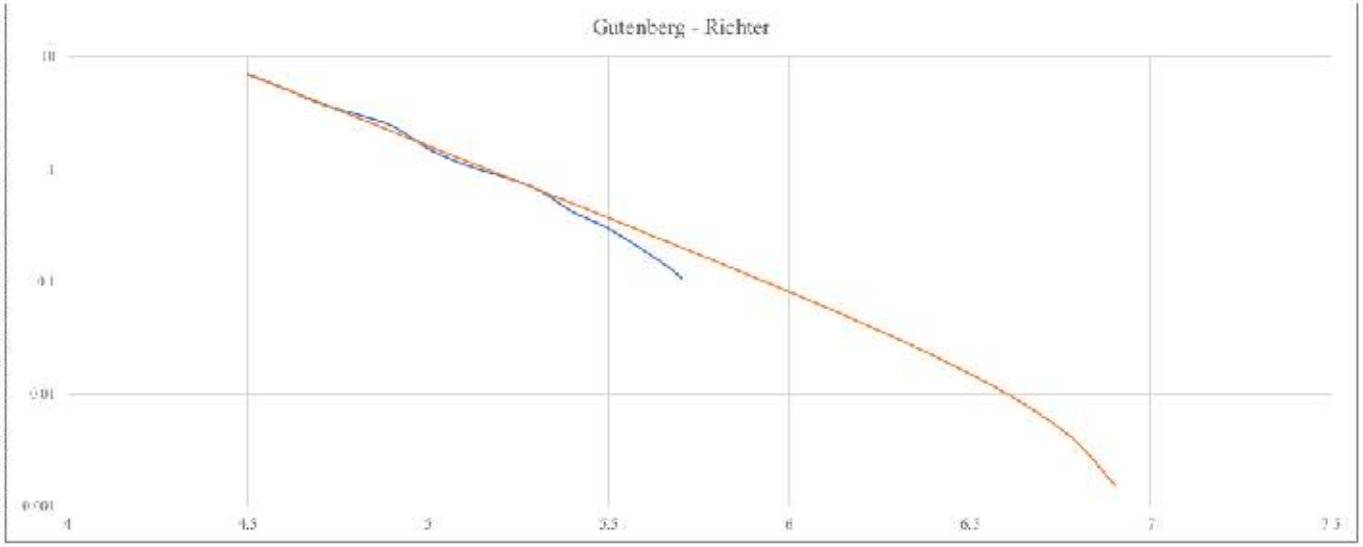
FUENTE SISMOGÉNICA F-17 (CÁLCULO DE BETA DE GUTEMBERG Y RITCHER)

fecha UTC	Año	hora UTC	Longitud (°)	Latitud (°)	Profundidad (k	magnitud (M	Profundidad (k	magnitud (M)	4.5	Magnitud	N(m)	Tasa Exc.	Tasa Anual	Modelo	Error	M_0	4.5
17/06/1961	1961	10:55:30.00	-75.3	-12	29	5.5	29	5.5	6.3	4.5	111	119	6.90769231	6.96557921	0.00334742	M_u	7
07/06/1965	1965	01:55:23.00	74.3	12.3	27	4.5	27	4.5		4.6	91	938	5.2	5.19127915	7.60938-05	λ_0	5.965549
13/12/1965	1965	10:59:07.00	74.5	12.1	21	4.8	21	4.8		4.7	48	247	3.8	3.86884048	0.00421426	β_0	2.932755
30/07/1967	1967	21:58:50.00	-74.947	-12.069	30	4.9	30	4.9		4.8	43	199	3.05153846	2.88272254	0.03197513	Tasa	0.143554
21/09/1968	1968	14:44:31.00	75.087	11.888	41	5.3	41	5.3		4.9	58	156	2.4	2.14776119	0.06397447		
24/07/1969	1969	06:33:10.00	-75.11	-11.922	6	5.1	6	5.1		5	27	98	1.50769231	1.59988878	0.00850019		
24/07/1969	1969	02:59:23.00	-75.104	-11.875	7	5.1	7	5.1		5.1	15	71	1.09230769	1.19148058	0.00983528		
24/07/1969	1969	04:32:39.00	75.135	11.916	27	5	27	5		5.2	13	56	0.85153846	0.88709537	0.00069009		
24/07/1969	1969	08:00:45.00	-75.137	-11.931	47	4.9	47	4.9		5.3	15	43	0.66153846	0.66003845	2.10294-06		
01/08/1969	1969	02:22:42.00	-75.229	-11.964	0	5.1	0	5.1		5.4	8	27	0.41538462	0.49091235	0.00570444		
01/08/1969	1969	05:58:35.00	75.106	11.745	33	4.7	33	4.7		5.5	7	19	0.29230769	0.36480102	0.00525528		
01/08/1969	1969	19:02:18.00	-75.251	-11.889	39	5.3	39	5.3		5.6	5	12	0.18461538	0.27039213	0.00329643		
28/09/1969	1969	11:52:58.00	-74.245	-11.952	16	5.2	16	5.2		5.7	4	7	0.10769231	0.20071377	0.00655299		
01/10/1969	1969	08:28:17.00	75.077	11.818	11	5.9	11	5.9		5.8	3	3	0.04615385	0.1484743	0.01046947		
01/10/1969	1969	17:04:48.00	75.205	11.757	15	5.3	15	5.3		5.9	0	0	0	0.1095372	0.01149741		
01/10/1969	1969	05:05:47.00	75.217	11.873	15	6.3	15	6.3		6	0	0	0	0.08050392	0.00648088		
01/10/1969	1969	05:25:05.00	74.984	11.767	47	5.3	47	5.3		6.1	0	0	0	0.0584646	0.00346504		
01/10/1969	1969	06:28:09.00	-75.215	-11.819	48	5.4	48	5.4		6.2	0	0	0	0.04273371	0.00182617		
01/10/1969	1969	22:55:32.00	-74.997	-11.934	53	5.6	53	5.6		6.3	0	0	0	0.03070002	0.00094304		
02/10/1969	1969	00:30:59.00	75.148	12.018	5	4.8	5	4.8		6.4	0	0	0	0.02174541	0.00047286		
04/10/1969	1969	21:57:54.00	-75.03	-11.789	5	4.7	5	4.7		6.5	0	0	0	0.01505835	0.0002269		
04/10/1969	1969	21:08:20.00	-75.098	-12.024	5	4.9	5	4.9		6.6	0	0	0	0.01008234	0.00010165		
04/10/1969	1969	00:26:34.00	75.18	11.965	20	5.1	20	5.1		6.7	0	0	0	0.00638978	4.05685-05		
06/10/1969	1969	06:35:47.00	-75.107	-11.808	24	5.4	24	5.4		6.8	0	0	0	0.00360138	1.297E-05		
06/10/1969	1969	00:38:01.00	-75.15	-11.775	30	5.3	30	5.3		6.9	0	0	0	0.00153808	2.3557E-06		
07/10/1969	1969	09:29:03.00	-74.6	-11.9	33	4.9	33	4.9							0.18580344		
07/10/1969	1969	23:07:28.00	-75.154	-11.815	38	5.3	38	5.3									
13/10/1969	1969	04:11:21.00	75.091	11.738	46	4.8	46	4.8				1990	65 Años				
20/10/1969	1969	18:00:32.00	75.241	11.967	16	5.3	16	5.3				2024					
31/10/1969	1969	22:37:54.00	-75.102	-11.923	8	4.9	8	4.9									
05/01/1970	1970	08:05:40.00	-75.053	-11.947	55	4.5	55	4.5									
28/02/1970	1970	18:41:54.00	-75.205	-11.926	36	4.6	36	4.6									
29/09/1970	1970	05:59:09.00	-75.155	-12.071	5	4.9	5	4.9									
23/11/1970	1970	16:59:51.00	75.266	11.797	14	5.1	14	5.1									
19/03/1971	1971	14:27:55.00	-75.246	-12.053	7	5.2	7	5.2									
03/07/1972	1972	14:53:12.00	-74.403	-13.833	35	5	35	5									
17/08/1972	1972	14:50:53.00	74.65	13.991	19	5.7	19	5.7									
02/10/1973	1973	10:15:10.00	-75.115	-12.028	0	4.6	0	4.6									
13/01/1974	1974	17:23:50.00	-73.063	-12.521	54	5	54	5									
10/02/1974	1974	08:12:52.00	75.724	14.51	35	4.9	35	4.9									
12/07/1974	1974	14:08:46.00	-73.654	-12.318	41	4.9	41	4.9									
05/12/1974	1974	17:03:39.00	-75.761	-11.805	50	5.1	50	5.1									
10/05/1975	1975	07:31:01.00	73.091	12.304	0	4.6	0	4.6									
01/06/1975	1975	02:44:54.00	75.61	14.161	37	5.1	37	5.1									
05/06/1975	1975	20:29:40.00	-73.251	-12.919	40	5.3	40	5.3									
13/02/1977	1977	13:09:03.00	-74.051	-12.032	55	5	55	5									
04/03/1977	1977	17:50:22.00	74.102	12.337	37	5.5	37	5.5									
08/03/1977	1977	22:46:07.00	-74.065	-12.217	19	5.8	19	5.8									
08/03/1977	1977	14:51:46.00	-74.134	-12.363	36	5.4	35	5.4									

F-17	
β_0 =	4.01
Tasa =	0.14

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{e^{-\beta M} - e^{-\beta M_u}}{e^{-\beta M_0} - e^{-\beta M_u}}$$





16/12/1985	1985	19:20:47.00	75.57	13.62	10	4.6	10	4.6
16/12/1985	1985	23:23:52.00	-75.68	-13.97	26	5.2	26	5.2

UNSCH

SOLICITO: **Autorización para realizar trabajos de vuelo de DRONE en el perímetro del obelisco de pampa de Ayacucho**

Ministerio de Cultura
Dirección Desconcentrada de Cultura - Ayacucho
TRAMITE DOCUMENTARIO
RECIBIDO
09 ABR 2024
Registro: 47368
Hora: 9:33 Firma:

Señor: Director(a) del Ministerio de Cultura
Descentralizado de Ayacucho

C.c. Sr. director de SERNAP encargado de protección del santuario de pampa de Ayacucho.

YO: SAYAS MAURICIO, Weber, Bachiller de la escuela profesional de Ingeniería Civil, con código de estudiante N° 16140024, identificado con DNI N° 70425258 domiciliado en la Asoc. Guamán Poma de Ayala del distrito de Jesús Nazareno de esta ciudad, a efectos de comunicación fijo celular número +51 923826976 y correo electrónico weber.sayas.16@unsch.edu.pe ; ante usted con el debido respeto me presento y expongo:

Es un alto honor de dirigirme a usted para saludarlo y a la vez expresarle mi presente pedido de autorización para realizar trabajos de vuelo de DRONE en el perímetro del obelisco de pampa de Ayacucho, con la finalidad de realizar la tesis de investigación: **"Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica Mediante Análisis Estático No Lineal y Reconstrucción 3D por nube de puntos del obelisco de Pampa de Ayacucho, 2024"**; los trabajos de vuelo de drone consiste por un tiempo de 45 min como máximo y en un horario de poca concurrencia de los visitantes que consiste en la toma de fotografías de la parte externa del obelisco y la determinación del volumen del sólido, asimismo, el uso de la información del expediente técnico de obra con CUI 2456669 de la plataforma SEACE 3.0, y finalmente el acceso por la área en protección de la institución como la SERNAP; el trabajo será fundamental para culminar mis estudios satisfactoriamente en esta primera casa de estudios de la facultad de ingeniería de minas, geología y civil, razón por el cual, solicito a su digno Despacho expedir dicho documento.

POR TANTO

Ruego a usted señor Director acceder a mi petición por ser justa.

Ayacucho, 09 de abril de 2024

SAYAS MAURICIO, Weber
DNI N° 70425258

Adjunto: dictamen de aprobación del proyecto de tesis y del asesor.

066 - 312056

UNSCH

SOLICITO: **Autorización para realizar trabajos de vuelo de DRONE en el perímetro del obelisco de pampa de Ayacucho.**

Señor: Director(a) del Ministerio de Cultura
Descentralizado de Ayacucho

Ministerio de Cultura
Dirección Descentralizada de Cultura Ayacucho
TRAMITE DOCUMENTARIO
RECEPCIÓN
27 FEB 2024
Registro: 22775 (02 Fs)
Hora: 10:11 Firma:

YO: SAYAS MAURICIO, Weber, Bachiller de la escuela profesional de Ingeniería Civil, con código de estudiante N° 16140024, identificado con DNI N° 70425258 domiciliado en la Asoc. Guamán Poma de Ayala del distrito de Jesús Nazareno de esta ciudad, a efectos de comunicación fijo celular número +51 923826976 y correo electrónico weber.sayas.16@unsch.edu.pe ; ante usted con el debido respeto me presento y expongo:

Es un alto honor de dirigirme a usted para saludarlo y a la vez expresarle mi presente pedido de autorización para realizar trabajos de vuelo de DRONE en el perímetro del obelisco de pampa de Ayacucho, asimismo, trabajos de algunos ensayos no destructivos de manera visual en componentes de la estructura, razón de los trabajos consiste en la toma del obelisco y la obtención 3D virtual y estudios de análisis y diseño de una estructura similar y culminar mis estudios satisfactoriamente en esta primera casa de estudios de la facultad de Ingeniería de minas, geología y civil, y teniendo la necesidad de realizar mi trámite y optar el título de Ingeniero Civil, mencionar que los trabajos de campo realizar de manera legal y en un horario de baja concurrencia de los visitantes al lugar, asimismo, el trabajo consiste en un máximo de 30 min. razón por el cual, solicito a su digno Despacho expedir dicho documento.

POR TANTO

Ruego a usted señor Director acceder a mi petición por ser justa.

Ayacucho, 22 de febrero de 2024

SAYAS MAURICIO, Weber

DNI N° 70425258

Adjunto el plan de trabajo

Ayacucho, 26 de Abril del 2024

CARTA N° 000585-2024-DDC AYA/MC

Señor(a):
WEBER SAYAS MAURICIO
Asociacion Huamanpoma de Ayala

Presente -

Asunto : **SOBRE SOLICITUD DE AUTORIZACION PARA REALIZAR TRABAJOS DE VUELOS DE DRONE EN EL PERIMETRO DEL OBELISCO DE PAMPA DE AYACUCHO**

Referencia : **EXPEDIENTE N° 47368-2024**

De mi mayor consideración

Tengo el agrado de dirigirme a usted, para expresarle mis cordiales saludos y en atención al documento de la referencia, remito para su conocimiento y fines el **INFORME N° 118-2024-DDC AYA-JPN/MC,** emitido por el Área de Arquitectura de la DDC Ayacucho, donde través del cual, comunica sobre **AUTORIZACION PARA RELAIZAR TRABAJOS DE VUELOS DE DRONE EN EL PERIMETRO DEL OBELISCO DE PAMPA DE AYACUCHO.**

Sin otro particular, hago propicia la oportunidad para expresarle los sentimientos de mi consideración y deferente estima.

Atentamente,
Documento firmado digitalmente

GERMAN SALVADOR MARTINELLI CHUCHON
DIRECCIÓN DESCONCENTRADA DE CULTURA AYACUCHO

GMC/jpr
cc.:

Esta es una copia auténtica imprimible de un documento electrónico archivado por el Ministerio de Cultura, aplicando la disposición contenida en el Art. 25 del D.S. 070-2013-PCM y la Tercera Disposición Complementaria Final del D.S. 026-2016-PCM. Su autenticidad e integridad pueden ser comprobadas ingresando a la siguiente dirección web:

Ayacucho, 26 de Abril del 2024

INFORME N° 000118-2024-DDC AYA-JPN/MC

A : **GERMAN SALVADOR MARTINELLI CHUCHON**
DIRECCIÓN DESCONCENTRADA DE CULTURA AYACUCHO

De : **JANELLY IRENE PAUCARA NUÑEZ**
DIRECCIÓN DESCONCENTRADA DE CULTURA AYACUCHO

Asunto : INFORME SOBRE LA AUTORIZACION PARA RELAIZAR TRABAJOS DE VUELOS DE DRONE EN EL PERIMETRO DEL OBELISCO DE PAMPA DE AYACUCHO.

Referencia : PROVEIDO N° 000173-2024-DDC AYA-JPN/MC (19ABR2024)

De mi consideración

I) ANTECEDENTES

- Expediente Nª 2024-0047368, con fecha 19 de abril del 2024, solicitud del administrado el Sr. SAYAS MAURICIO, Weber; con la finalidad de realizar la tesis de investigación: "Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica Mediante Análisis Estático No Lineal y Reconstrucción 3D por nube de puntos del obelisco de Pampa de Ayacucho, 2024"
- PROVEIDO N° 000173-2024-DDC AYA-JPN/MC, con fecha 19 de abril de 2024

II) ANÁLISIS

1. Los trabajos de vuelo de drone; consiste por un tiempo de 45 min como máximo y en un horario de poca concurrencia de los visitantes que consiste en la toma de fotografías de la parte externa del obelisco y la determinación del volumen del sólido, al respecto, se considera que los trabajos son acciones para una investigación académica; recomendando tomar las medidas necesarias para la coordinación con el personal de seguridad del Monumento Obelisco de Quinua.
2. De acuerdo con el DICTAMEN Nª 0002-2024-UNSCH-FIMGC/EPIC-ALF/SWRF/HLA DE APROBACIÒN DE TESIS, refiere que el plan de tesis consiste en

   1°. Un modelamiento con elementos finitos a un monumento histórico Nacional para evaluar el comportamiento estructural y determinar el grado de vulnerabilidad sísmica, proponiendo el reforzamiento estructural de ser necesario.

   2°. El aporte es importante en la ingeniería, sobre todo en el área de estructuras.

III) CONCLUSIONES

Al respecto, se considera una opinión favorable, para la AUTORIZACION PARA RELAIZAR TRABAJOS DE VUELOS DE DRONE EN EL PERIMETRO DEL OBELISCO DE PAMPA DE AYACUCHO, siendo un trabajo académico de investigación para la especialidad de ingeniería Civil de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga. El estudio de los monumentos históricos debe incluir diferentes campos de investigación que se complementen entre sí; por consiguiente, deberá brindar apertura para las investigaciones en los monumentos.

Es una copia auténtica e imprimible de un documento electrónico archivado por el Ministerio de Cultura, aceptado de acuerdo con la Ley N° 27269-PCM y la Tercera Disposición Complementaria Final del D.S. 070-2013-PCM. Su autenticidad e integridad pueden ser comprobadas a través de la siguiente dirección web:

Recomendaciones:

- Coordinar con administración de la DDC AYA, para comunicar al personal de seguridad del Monumento Obelisco de Quinua;
- Recomendamos; que, para el ingreso interior, sea solicitado a la UE-008 del Ministerio de Cultura.
- Se remite fotografías de la estructura interior de las ultimas inspecciones al interior del obelisco para conocimiento y fines del administrado;
- Solicitar el expediente de ejecución de obra: "Reparación de edificación, obras exteriores; construcción de baños o servicios sanitarios; en el Monumento Conmemorativo la Batalla de Ayacucho (Obelisco), distrito de Quinua, provincia de Huamanga y departamento de Ayacucho"; para alcance general de las nuevas modificaciones.

3. **Recomendaciones**

Que la DDC haga suyo el presente INFORME y comunique al administrado SAYAS MAURICIO, Weber (teléfono: 923826976, correo electrónico: weber.savas.16@unsch.edu.pe); para conocimiento y fines:

Adjuntamos:

- Panel fotográfico
- Especificaciones Técnicas de arquitectura y estructuras y otros planos.

Es todo cuanto se informa para su conocimiento y fines que se sirva determinar, salvo mejor parecer.

Atentamente,
(Firma y sello)

JPN
cc.: cc.

Esta es una copia auténtica imprimible de un documento electrónico archivado por el Ministerio de Cultura, aplicando lo dispuesto por el Art. [illegible] del D.S. 070-2013-PCM y la Tercera Disposición Complementaria Final del D.S. 026-2016-PCM. La integridad e inalterabilidad pueden ser verificadas a través de la sede electrónica en www.gob.pe/cultura

Evaluación de la vulnerabilidad sísmica mediante análisis estático no lineal y reconstrucción 3D por nube de puntos del obelisco de Pampa de Ayacucho, 2024

INFORME DE ORIGINALIDAD

24%	26%	8%	13%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	docplayer.es Fuente de Internet	3%
2	hdl.handle.net Fuente de Internet	2%
3	vsip.info Fuente de Internet	1%
4	vdocuments.mx Fuente de Internet	1%
5	mriuc.bc.uc.edu.ve Fuente de Internet	1%
6	Submitted to Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga Trabajo del estudiante	1%
7	www.grafiati.com Fuente de Internet	1%
8	cicopperu.files.wordpress.com Fuente de Internet	1%

9	es.scribd.com Fuente de Internet	1 %
10	repositorio.igp.gob.pe Fuente de Internet	1 %
11	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	1 %
12	pdfcoffee.com Fuente de Internet	1 %
13	repositorio.unu.edu.pe Fuente de Internet	1 %
14	sigrid.cenepred.gob.pe Fuente de Internet	1 %
15	repositorio.upt.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
16	gestion.pe Fuente de Internet	<1 %
17	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
18	tesis.pucp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
19	pdfcookie.com Fuente de Internet	<1 %
20	upc.aws.openrepository.com Fuente de Internet	<1 %

21	Submitted to Universidad Nacional Autonoma de Chota Trabajo del estudiante	<1 %
22	edoc.pub Fuente de Internet	<1 %
23	www.docsity.com Fuente de Internet	<1 %
24	rpp.pe Fuente de Internet	<1 %
25	Submitted to Webster University Trabajo del estudiante	<1 %
26	repositorio.unfv.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
27	www.coursehero.com Fuente de Internet	<1 %
28	tesis.ucsm.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
29	apirepositorio.unh.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
30	repositorio.uta.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
31	repositorio.upao.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
32	www.researchgate.net	

Fuente de Internet

<1 %

33	www.studocu.com Fuente de Internet	<1 %
34	posgrado.pucp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
35	repositorio.unjbg.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
36	dspace.unitru.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
37	ullking.gilead.org.il Fuente de Internet	<1 %
38	Submitted to Universidad Católica San Pablo Trabajo del estudiante	<1 %
39	repositorio.ug.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
40	ri.ues.edu.sv Fuente de Internet	<1 %
41	dspace.ups.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
42	constructivo.com Fuente de Internet	<1 %
43	courses.ce.metu.edu.tr Fuente de Internet	<1 %

44	www.infobae.com Fuente de Internet	<1 %
45	Huallpa Mollinedo, Marco Antonio. "Evaluacion de la sensibilidad del comportamiento sismico de puentes de mamposteria de piedra abovedados en arco: Caso de estudio del puente Trujillo", Pontificia Universidad Catolica del Peru - CENTRUM Catolica (Peru), 2021 Publicación	<1 %
46	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
47	paleodiversitas.org Fuente de Internet	<1 %
48	Submitted to Universidad Nacional de Trujillo Trabajo del estudiante	<1 %
49	repositorio.unh.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
50	www.cnsf.gob.mx Fuente de Internet	<1 %
51	repositorio.continental.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
52	repositorio.unprg.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
53	es.wikipedia.org	

Fuente de Internet

<1 %

54	pt.slideshare.net Fuente de Internet	<1 %
55	repositorio.unheval.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
56	bibliotecavirtualoducal.uc.cl Fuente de Internet	<1 %
57	repositorio.unsa.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
58	www.slideshare.net Fuente de Internet	<1 %
59	www.acading.org.ve Fuente de Internet	<1 %
60	vnexplorer.net Fuente de Internet	<1 %
61	cybertesis.uni.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
62	bdigital.unal.edu.co Fuente de Internet	<1 %
63	repositorio.ufpso.edu.co Fuente de Internet	<1 %

Excluir citas	Activo	Excluir coincidencias	< 30 words
Excluir bibliografía	Activo		