



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**Evaluación y desempeño sísmico mediante el análisis Pushover
y métodos convencionales del Centro de Convenciones Sullana,
Piura - 2024**

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

Ingeniero Civil

AUTOR:

Torres Flores, Alexander Ivan (orcid.org/0000-0002-6899-1328)

ASESOR:

Dr. Vargas Chacaltana, Luis Alberto (orcid.org/0000-0002-4136-7189)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

LÍNEA DE RESPONSABILIDAD SOCIAL UNIVERSITARIA:

Desarrollo económico, empleo y emprendimiento

PIURA – PERÚ

2024



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

Declaratoria de Autenticidad del Asesor

Yo, VARGAS CHACALTANA LUIS ALBERTO, docente de la FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA de la escuela profesional de INGENIERÍA CIVIL de la UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO SAC - PIURA, asesor de Tesis titulada: "Evaluación y desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del Centro de Convenciones Sullana, Piura - 2024", cuyo autor es TORRES FLORES ALEXANDER IVAN, constato que la investigación tiene un índice de similitud de 15%, verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin, el cual ha sido realizado sin filtros, ni exclusiones.

He revisado dicho reporte y concluyo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la Tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

En tal sentido, asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

PIURA, 12 de Noviembre del 2024

Apellidos y Nombres del Asesor:	Firma
VARGAS CHACALTANA LUIS ALBERTO DNI: 09389936 ORCID: 0000-0002-4136-7189	Firmado electrónicamente por: LAVARGASV el 12- 11-2024 18:40:17

Código documento Trilce: TRI - 0899736



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

Declaratoria de Originalidad del Autor

Yo, TORRES FLORES ALEXANDER IVAN estudiante de la FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA de la escuela profesional de INGENIERÍA CIVIL de la UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO SAC - PIURA, declaro bajo juramento que todos los datos e información que acompañan la Tesis titulada: "Evaluación y desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del Centro de Convenciones Sullana, Piura - 2024", es de mi autoría, por lo tanto, declaro que la Tesis:

1. No ha sido plagiada ni total, ni parcialmente.
2. He mencionado todas las fuentes empleadas, identificando correctamente toda cita textual o de paráfrasis proveniente de otras fuentes.
3. No ha sido publicada, ni presentada anteriormente para la obtención de otro grado académico o título profesional.
4. Los datos presentados en los resultados no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

Nombres y Apellidos	Firma
ALEXANDER IVAN TORRES FLORES DNI: 75554732 ORCID: 0000-0002-6899-1328	Firmado electrónicamente por: AJTORRES el 12-11- 2024 08:41:48

Código documento Trilce: TRI - 0899735

Dedicatoria

A mis padres, por su amor incondicional y su constante apoyo en cada paso de mi vida. Su aliento en los momentos más difíciles ha sido mi mayor fortaleza, y su motivación ha sido el impulso que me ha llevado a perseverar en mi búsqueda de la profesionalización y en la búsqueda de mis sueños. Su ejemplo y su amor han sido fundamentales para alcanzar mis metas.

Agradecimiento

A Dios, por bendecirme abundantemente y darme la oportunidad de cumplir mi sueño de convertirme en profesional.

A mis padres, por su constante confianza en mí y en mis capacidades.

A mi asesor, Luis Alberto Chacaltana, por su infinita paciencia durante mi proceso de aprendizaje y por no rendirse conmigo. Sin él, esta tesis no existiría.

A la Universidad César Vallejo y a todo su personal, tanto profesores como administrativos, por brindarme la maravillosa oportunidad de alcanzar mi meta de ser profesional.

Índice de contenidos

Carátula	i
Declaratoria de autenticidad del asesor	ii
Declaratoria de originalidad del autor/autores	iii
Dedicatoria	iv
Agradecimiento	v
Índice de contenidos	vi
Índice de tablas	vii
Índice de figuras.....	xi
Resumen	xiii
Abstract	xiv
I. INTRODUCCIÓN	1
II. METODOLOGÍA	41
III. RESULTADOS.....	53
IV. DISCUSIÓN	176
V. CONCLUSIONES	184
VI. RECOMENDACIONES	187
REFERENCIAS.....	189
ANEXOS	201

Índice de tablas

Tabla 1. Ventajas de Método Pushover	22
Tabla 2. Categorías de cargas gravitacionales permanentes	25
Tabla 3. Posibles mecanismos de falla	27
Tabla 4. Métodos convencionales	31
Tabla 5. Nivel de demanda sísmica	36
Tabla 6. Matriz de objetivos de diseño	36
Tabla 7. Niveles de desempeño de la edificación (ATC-40, 1996).....	37
Tabla 8. Ficha de reporte para índice de rebote.....	47
Tabla 9. Validez de instrumentos por expertos	49
Tabla 10. Validación de instrumentos por expertos - 2024	49
Tabla 11. Coordenadas UTM de los vertices del terreno	54
Tabla 12. Detalles de elevaciones y niveles del proyecto	56
Tabla 13. Detalles de vigas sotano del centro de convenciones	56
Tabla 14. Detalles de vigas del centro de convenciones primer nivel	57
Tabla 15. Detalles de vigas del centro de convenciones segundo nivel	57
Tabla 16. Detalles de vigas del centro de convenciones tercer nivel	58
Tabla 17. Detalles de vigas del centro de convenciones cuarto nivel	58
Tabla 18. Detalles de columnas del centro de convenciones	59
Tabla 19. Detalles de placas del centro de convenciones	61
Tabla 20. Detalles de la losa nivel sotano	62
Tabla 21. Losa aligerada-primer nivel	62
Tabla 22. Losa aligerada-segundo nivel.....	62
Tabla 23. Losa aligerada-tercer nivel	63
Tabla 24. Detalles de las zapatas rectangulares	63
Tabla 25. Detalles de las zapatas aisladas	63
Tabla 26. Detalles de las zapatas corridas	64
Tabla 27. Resumen de cargas muertas de losas por nivel	64
Tabla 28. Calculo de cargas muertas de vigas por nivel	65
Tabla 29. Calculo de cargas muertas de las columnas	67
Tabla 30. Calculo de cargas muertas de las placas	69
Tabla 31. Cargas muerta total de las zapatas	70

Tabla 32. Calculo de cargas muertas de los muros	71
Tabla 33. Cargas unitarias	72
Tabla 34. Totales de cargas muertas	72
Tabla 35. Calculo de cargas vivas.....	73
Tabla 36. Carga unitaria total	74
Tabla 37. Cargas de servicio con factor de carga según E.020	74
Tabla 38. Muestra 1 (calicata 1).....	76
Tabla 39. Muestra 2 (calicata 2).....	78
Tabla 40. Limites liquido y plastico del suelo.....	82
Tabla 41. Relacion humedad – densidad seca.....	83
Tabla 42. Capacidad de soporte calicata 1.	87
Tabla 43. Capacidad de soporte calicata 2.	87
Tabla 44. Capacidad de carga y asentamiento.	88
Tabla 45. Distorsion angular	89
Tabla 46. Evaluacion por esclerometria del concreto endurecido.	90
Tabla 47. Coeficiente sismico (instituto geofisico del Peru, 2019).....	91
Tabla 48. Capacidad de carga admisible en base a los ensayos de DPL en la ciudad de Sullana (instituto geofisico del Peru, 2019).	91
Tabla 49. Perfil estratigrafico del suelo para las calicatas 1 y 2 basado en los analisis efectuados en el terreno.....	94
Tabla 50. Puntos notables.....	95
Tabla 51. Caracteristicas del acero para el centro de convenciones Sullana	96
Tabla 52. Criterios de aceptacion acero.....	97
Tabla 53. Caracteristicas del concreto	99
Tabla 54. Vigas 25x50.....	100
Tabla 55. Vigas 25x60.....	102
Tabla 56. Vigas 15x60.....	103
Tabla 57. Deformacion maxima y ductilidad.....	105
Tabla 58. Momento – rotacion/rotulas plasticas en vigas.....	108
Tabla 59. Evaluacion.....	108
Tabla 60. Momento – rotacion para las columnas.....	111
Tabla 61. Momento – rotacion para placas	113
Tabla 62. Descripcion del modelo	115

Tabla 63. Espectros de demanda.....	116
Tabla 64. Espectros de demanda.....	119
Tabla 65. Puntos de desempeño sismico x-x (FEMA 440).....	121
Tabla 66. Puntos de desempeño sismico Y-Y (FEMA 440)	122
Tabla 67. Desempeño de la estructura (ATC- 40).....	126
Tabla 68. Niveles de desempeño (ATC-40)	127
Tabla 69. Niveles de desempeño según FEMA 440	128
Tabla 70. Niveles de desempeño según FEMA 440	128
Tabla 71. Evaluacion niveles de desempeño según normativa E.030	129
Tabla 72. Disposicion de rotulas en vigas	132
Tabla 73. Disposicion de rotulas en columnas	133
Tabla 74. Cargas pushover en direccion X (PUSHOVER X).....	134
Tabla 75. Cargas pushover en direccion Y (PUSHOVER Y).....	136
Tabla 76. Secuencia de la formacion de rotulas plasticas	142
Tabla 77. Esfuerzo y deformaciones en pseudo-tiempo 220.5 s.....	144
Tabla 78. Datos de la ubicación	146
Tabla 79. Datos de las columnas	147
Tabla 80. Distribucion de pesos y resistencia a la comprension del concreto por nivel	148
Tabla 81. Niveles de desempeño (ATC – 40)	149
Tabla 82. Niveles de desempeño según Fema 440	150
Tabla 83. Niveles de desempeño según Fema 440	150
Tabla 84. Forma de los elementos estructurales	153
Tabla 85. Resistencia ultima y analisis modal	153
Tabla 86. Masa participantes y periodo fundamental	154
Tabla 87. Resultados del analisis modal	155
Tabla 88. Analisis tiempo-historia y no linealidad del material	155
Tabla 89. Evaluacion por esclerometría del concreto endurecido	156
Tabla 90. Indices de vulnerabilidad y juicio estructural	157
Tabla 91. Vulnerabilidad fisica.....	158
Tabla 92. Indice de vulnerabilidad sismica metodo de Benedetti y Petrini	163
Tabla 93. Tabla de contingencia criterios para evaluacion sismica del centro de convenciones sullana	165

Tabla 94. Prueba shapiro- wilk	166
Tabla 95. Prueba de correlacion de spearman	166
Tabla 96. Prueba de normalidad kolmogorov-smitnov y shapiro-wilk para las variables X (curva de capacidad), y (puntos de desempeño sismico) y z (capacidad sismorresistente)	168
Tabla 97. Prueba de correlacion de pearson	168
Tabla 98. Prueba de normalidad kolmogorov-smitnov y shapiro-wilk para las variables X (Movimientos Horizontales), y (Cargas Verticales) z (Estabilidad Estructural)	170
Tabla 99. Prueba de correlacion de pearson	170
Tabla 100. Prueba de normalidad kolmogorov-smitnov y shapiro-wilk para las variables X (rotulas plasticas en vigas), y (rotulas plasticas en columnas) z (zonas criticas de debilidad estructural)	171
Tabla 101. Correlacion de pearson	172
Tabla 102. Prueba de normalidad shapiro-wilk para las variables X (evaluacion de metodos convencionales), y (deficiencias en el diseño) y z (riesgo ante eventos sismicos)	173
Tabla 103. Prueba de correlacion de pearson	174

Índice de figuras

Figura 1. Vulnerabilidad sísmica de la región de Piura	5
Figura 2. Generación del patrón de cargas laterales.....	24
Figura 3. Análisis de un edificio con cargas gravitacionales y accidentales son Sap 200	25
Figura 4. Curva de Capacidad. Tomado de Quinto y Chaverra, 2022, p. 19.....	35
Figura 5. Representación gráfica del método del espectro de capacidad. Tomado de Quinto y Chaverra, 2022, p.21	39
Figura 6. Google Earth. Centro de convenciones Sullana. (Imagen satelital)	53
Figura 7. Centro de convenciones Sullana. (fotografía). 10 de mayo del 2024	54
Figura 8. Cuarteo de muestra.....	76
Figura 9. Tamizado de la muestra -01.....	76
Figura 10. Tamizado de la muestra -02.....	78
Figura 11. Curva granulometrica calicata 1	79
Figura 12. Curva granulometrica calicata 2	80
Figura 13. Ensayo limite de Attenberg	81
Figura 14. Contenido de humedad	83
Figura 15. Relacion humedad – densidad seca	84
Figura 16. Esfuerzo de deformacion	85
Figura 17. Esfuerzo de corte vs esfuerzo normal	86
Figura 18. Mapa de zonificacion sismica.....	93
Figura 19. Curva esfuerzo-deformacion de acero y sus propiedades	98
Figura 20. Diagrama de momento-curvatura y ductilidad de viga 25x50.....	101
Figura 21. Diagrama de momento-curvatura y ductilidad de viga 25x60.....	102
Figura 22. Diagrama de momento-curvatura y ductilidad de viga 15x60.....	104
Figura 23. Diagrama de rotacion	106
Figura 24. Diagrama de deflexion	107
Figura 25. Diagrama de momento/rotacion viga 25x50.....	109
Figura 26. Diagrama de momento/rotacion viga 25x60.....	110
Figura 27. Diagrama de momento/rotacion viga 15x60.....	111
Figura 28. Diagrama de momento rotacion C1.....	112
Figura 29. Espectros de demanda ATC-40	117

Figura 30. Espectros de capacidad direccion x-x	118
Figura 31. Espectros de capacidad direccion y-y	120
Figura 32. Espectros de capacidad y demanda x-x.....	122
Figura 33. Espectros de capacidad y demanda y-y ATC - 40	123
Figura 34. Espectros de demanda ATC - 40	124
Figura 35. Curva de capacidad ATC - 40	125
Figura 36. Curva de capacidad y punto de desempeño FEMA 440	126
Figura 37. Desplazamiento en x-x.....	135
Figura 38. Desplazamiento en y-y.....	137
Figura 39. Momento – Rotacion para la viga	138
Figura 40. Momento – Rotacion para la columna	139
Figura 41. Momento – Rotacion para la placas	140
Figura 42. Formacion de rotulas plasticas	143

Resumen

El objetivo general de la investigación fue evaluar el desempeño sísmico del Centro de Convenciones Sullana, Piura-2024, mediante el análisis Pushover y métodos convencionales. La metodología empleó un diseño descriptivo y correlacional, siguiendo las normativas FEMA 440 y ATC-40. Se aplicaron técnicas de análisis estructural a una muestra representativa de componentes del edificio, recolectando datos mediante fichas de observación. Los resultados indicaron que la curva de capacidad mostró un comportamiento adecuado, con desplazamientos controlados y capacidad de absorción de energía adecuada. Los desplazamientos laterales fueron en su mayoría dentro de los límites permisibles, alcanzando hasta 0.03 m en áreas críticas. Las primeras rótulas plásticas se formaron en columnas C1, C2 y vigas V1-01, V1-02, indicando puntos que requieren refuerzo, pero no comprometiendo la estructura general. La vulnerabilidad física reveló que el 30% de las columnas y el 20% de las vigas presentaron vulnerabilidad moderada. El índice de vulnerabilidad sísmica fue 0.35, sugiriendo un nivel adecuado de seguridad sísmica, aunque con áreas para mejorar. Se concluye que el edificio es sismorresistente, pero se recomiendan medidas de mejora en puntos específicos, como encamisado de concreto y uso de polímeros reforzados con fibra, para asegurar la estabilidad y funcionalidad ante futuros eventos sísmicos.

Palabras clave: Análisis Pushover; Desempeño Sísmico; Evaluación Sísmica; Métodos Convencionales.

Abstract

The general objective of the research was to evaluate the seismic performance of the Sullana Convention Center, Piura-2024, using Pushover analysis and conventional methods. The methodology employed a descriptive and correlational design, following the FEMA 440 and ATC-40 standards. Structural analysis techniques were applied to a representative sample of building components, collecting data through observation forms. The results indicated that the capacity curve showed adequate behavior, with controlled displacements and adequate energy absorption capacity. The lateral displacements were mostly within permissible limits, reaching up to 0.03 m in critical areas. The first plastic hinges formed in columns C1, C2 and beams V1-01, V1-02, indicating points that require reinforcement but not compromising the overall structure. The physical vulnerability assessment revealed that 30% of the columns and 20% of the beams showed moderate vulnerability. The calculated seismic vulnerability index was 0.35, suggesting an adequate level of seismic safety, although with some areas for improvement. It is concluded that the building is seismically resistant, but improvement measures are recommended at specific points, such as concrete jacketing and the use of fiber-reinforced polymers, to ensure stability and functionality against future seismic events.

Keywords: Pushover analysis; seismic performance; seismic evaluation; conventional methods.

I INTRODUCCIÓN

A nivel internacional, el Parlamento Europeo resaltó en 2021 las consecuencias de una serie de terremotos en Croacia, destacando uno de magnitud 5.5 en la escala Richter que había afectado a más de 26,000 edificaciones, de las cuales 1,900 fueron declaradas en estado de ruina. El daño económico de estos eventos se estimó en exceso de 11,500 millones de euros, reflejando las deficiencias en el cumplimiento de los estándares antisísmicos en la construcción y las particularidades de la geología local. (Parlamento Europeo, 2021, págs. 3-8). En ese mismo ámbito, en 2023, Marruecos enfrentó un devastador terremoto de magnitud 6.8, resultando en más de mil muertes, atribuidas a la magnitud del evento y a la vulnerabilidad de construcciones, muchas de adobe, lo que resaltaba la importancia de mejorar las normativas de construcción y el uso de materiales resistentes (CADENA SER, 2023, pág. 1). En relación con la evaluación de soluciones a nivel internacional para abordar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras, se destacó la recomendación del análisis Pushover. Sin embargo, se identificaron problemas en la precisión de estos métodos mejorados, especialmente en relación con la variabilidad según el tipo de movimiento sísmico, por lo que se sugirió considerar otros parámetros de ingeniería para una evaluación más completa, considerando que, aunque algunos métodos mostraban una mejor predicción de las demandas sísmicas, era esencial evaluar su aplicabilidad en diferentes contextos (DAEI, y otros, 2021, pág. 2). Simultáneamente, otra región vulnerable fue América, demostrado dramáticamente el 19 de septiembre de 2022 en México con un terremoto de 7.6 en la escala Richter, que coincidió con el aniversario de terremotos pasados. Este evento subrayó la fragilidad estructural en la región al causar daños significativos en infraestructuras, incluyendo la pérdida de una vida en Colima y daños en hospitales de Michoacán, activando además alertas de tsunami y evocando los desastres sísmicos de 1985 y 2017, evidenciando la crónica deficiencia en las construcciones frente a tales catástrofes (CNN ESPAÑOL, 2022, pág. 1).

Consecuentemente, aunque se establecieron objetivos de desempeño, estos no siempre garantizaron explícitamente niveles adecuados, debido a la falta de

aplicación efectiva de los reglamentos de construcción, lo que puso en riesgo la seguridad estructural. Esto, unido a factores como daños acumulados y materiales no dúctiles, contribuyó a la vulnerabilidad de las estructuras, especialmente en países en desarrollo. Aunque la Federal Emergency Management Agency (FEMA) 547 propuso un manual para estimar la degradación de resistencia y ofrecer guías de reparación en condiciones de autoconstrucción, estas no fueron aplicadas adecuadamente debido a que no se implementaron estrategias óptimas (MANJARREZ, y otros, 2022, pág. 49). De manera que, realizar análisis estructurales adecuados cobró una importancia fundamental, dado que permitieron evaluar la respuesta de una estructura ante un sismo, identificar posibles puntos débiles y tomar decisiones informadas durante el proceso de diseño. Además, ayudaron a evitar errores de diseño que podrían haber conducido a fallos estructurales (GUILLÉN, 2021, págs. 40-58).

A nivel nacional, Perú ha estado expuesto a un alto riesgo sísmico, especialmente en sus regiones costeras, debido a las Zonas de Máximo Acoplamiento Sísmico (ZMAS), con predicciones de terremotos de hasta M8.8 en zonas centrales como Lima y Callao, y eventos similares en el norte y sur del país. La proyección de intensidades sísmicas sugirió impactos severos sobre la infraestructura y población, con potenciales afectaciones a millones de habitantes y cientos de miles de viviendas en varias regiones. Estas estimaciones destacaron la urgente necesidad de reforzar las políticas de construcción, gestión de riesgos y sistemas de respuesta a sismos en Perú para mitigar efectivamente el riesgo y proteger a las comunidades vulnerables (TAVERA, 2020, pág. 26).

A nivel regional Piura ha experimentado un total de 31 sismos hasta octubre del año 2022. Dentro de esta región, Sullana ha sido la localidad con la mayor cantidad de estos eventos sísmicos, con un registro de 26 de los 31 sismos reportados por el Instituto Geofísico del Perú (IGP) durante este período. De estos 31 sismos, el 52% ha sido clasificado como de alerta moderada, mientras que el 41% restante se considera de magnitud leve, según la clasificación del IGP, es decir, con magnitudes menores a 5.0 en la escala Richter (NOTICIAS PIURA, 2022). Entre estos eventos, el más destacado y posiblemente el más memorable fue un sismo de magnitud 6.1, que sacudió diversas zonas de la región y causó alarma en la

población durante las primeras horas de la madrugada de octubre de 2022. A raíz de este sismo, se registraron diez réplicas con epicentro en la misma ciudad; situando a la ciudad de Sullana como la localidad más afectada por la actividad sísmica en la Región Piura, representando el 45% de la incidencia total de movimientos telúricos en la región (TAVERA, y otros, 2022, págs. 5-18). De igual forma, el estudio de Coronado y Gómez (2022) en Jíbito, Piura, identificó problemas estructurales críticos en viviendas, como agrietamientos en muros y exposición del acero en columnas, destacando la necesidad urgente de adoptar prácticas constructivas avanzadas y materiales de calidad, resaltando además la importancia de realizar análisis de sismo resistencia periódicos para prevenir estos daños, subrayando la supervisión y adherencia a normativas como estrategias clave para enfrentar estas problemáticas y garantizar la seguridad y durabilidad de las construcciones ante desafíos sísmicos (GOMEZ, y otros, 2022, págs. 28-41). Adicionalmente, un estudio realizado por Blas en 2019, en Bellavista, Sullana Piura, mediante el análisis Pushover analizaron la estructura de un puente, encontrando que, frente a un sismo con un período de retorno de 475 años, la estructura experimenta deformaciones importantes en las rótulas, lo que sugiere que se acerca al límite de su capacidad de resistencia, aunque aún no alcanza un estado crítico que impida su ocupación inmediata. Lo que subraya la importancia de evaluar y fortalecer la resistencia sísmica de las estructuras para reducir los riesgos asociados con eventos sísmicos y proteger la vida y la seguridad de las personas (BLAS, y otros, 2019, págs. 4-82) . Por consiguiente, dada la imperativa necesidad de adaptarse a la impredecible naturaleza de los terremotos en regiones como Piura más específicamente en Sullana, es fundamental que la planificación y construcción de edificaciones, tanto públicas como privadas, se centren con rigor en diseños sismorresistentes; los cuales deben ir más allá del cumplimiento de los estándares de seguridad vigentes, abogando por la innovación en técnicas constructivas y la incorporación de materiales avanzados que refuercen la infraestructura contra los rigores sísmicos inherentes a la geografía del país. Cabe señalar que, la efectividad del diseño sismorresistente va más allá de la construcción inicial, exigiendo supervisión permanente y evaluaciones periódicas para garantizar la durabilidad y funcionalidad de la infraestructura ante eventos sísmicos, los cuales deben estar alineados con las normativas nacionales, siendo

fundamentales para detectar y mitigar el desgaste o daños que puedan mermar la capacidad resistente de las edificaciones con el tiempo; por ello la supervisión constante asegura no solo la seguridad estructural, sino también la protección de vidas humanas, apoyando un desarrollo sostenible y fortaleciendo la resiliencia del Perú frente a sus retos sísmicos, de manera que el compromiso con la vigilancia y mantenimiento continuos refleja un paso crítico hacia la consolidación de una cultura de prevención y adaptación sismorresistente (RUPAY, y otros, 2023, págs. 13-15).

Por tal motivo, la investigación se enfocó en abordar la urgente necesidad de fortalecer la resiliencia sísmica de las infraestructuras clave, en particular del Centro de Convenciones de Sullana, una estructura de significativa importancia socio-cultural y económica en la provincia, subrayada por la creciente incidencia de terremotos a nivel global y local, que revelaron vulnerabilidades críticas en edificaciones que no cumplían con los estándares antisísmicos requeridos. En este contexto, el estudio propuso una evaluación minuciosa del desempeño sísmico de la mencionada estructura, empleando un enfoque dual que integró el análisis Pushover y métodos convencionales de ingeniería estructural. El análisis Pushover, un método en la ingeniería sísmica, permitió una comprensión detallada de la capacidad de la estructura para resistir terremotos, identificando sus puntos débiles y prediciendo su comportamiento bajo cargas sísmicas, complementado con métodos convencionales, lo que condujo a una evaluación exhaustiva y multifacética, facilitando así la identificación precisa de necesidades de refuerzo o reconstrucción. En el caso específico del Centro de Convenciones de Sullana, esta evaluación cobró especial relevancia, debido a que la región experimentó una notable actividad sísmica, lo que resaltó la importancia de revisar y fortalecer las estructuras existentes. La investigación, por lo tanto, no solo apuntó a evaluar la resistencia sísmica actual del centro de convenciones Sullana, sino también a proponer soluciones basadas en evidencia que pudieran mitigar el riesgo y asegurar la seguridad y funcionalidad de la edificación a largo plazo.

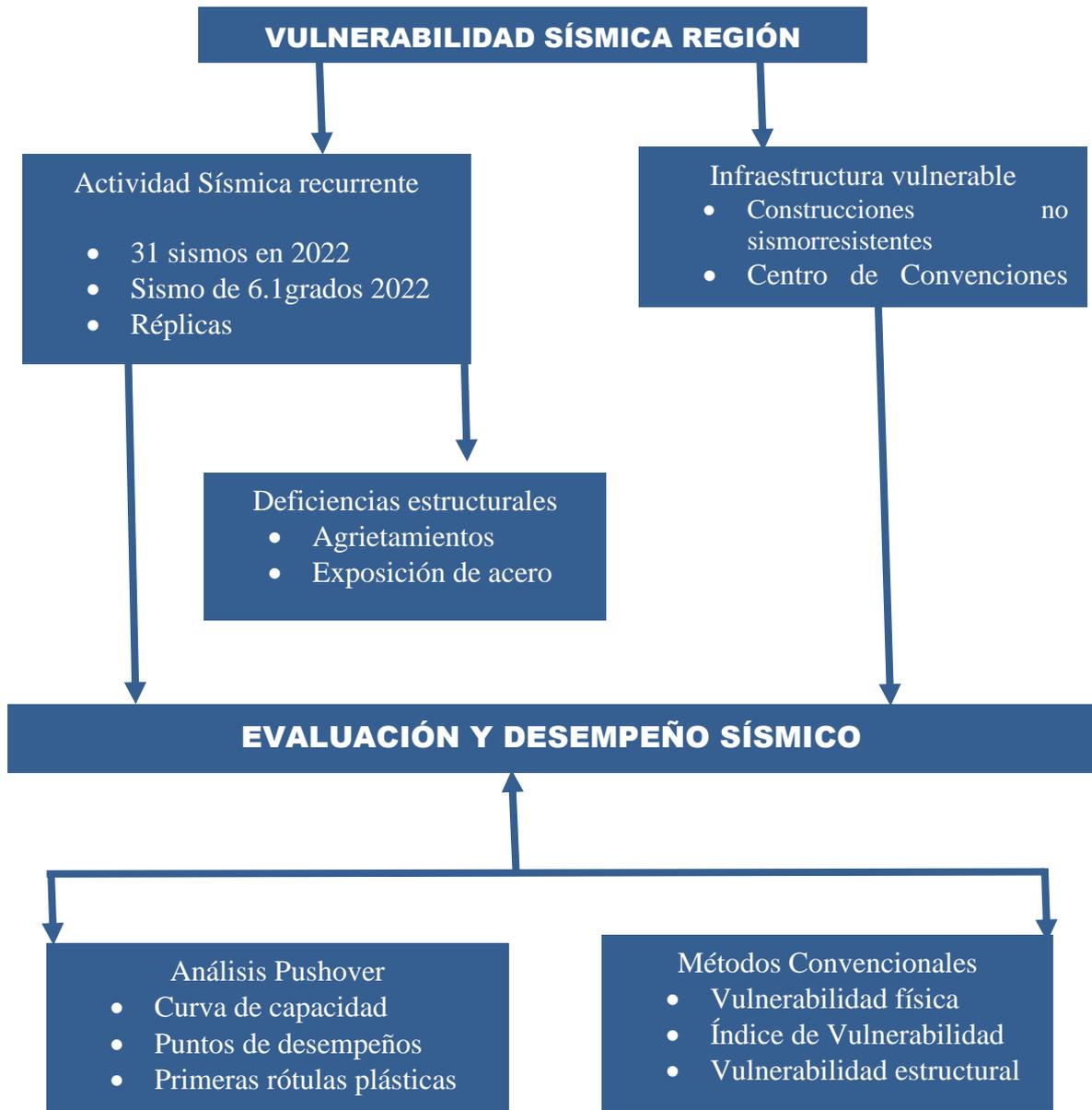


Figura 1. Vulnerabilidad sísmica de la región de Piura
Fuente: Elaboración propia

En tal sentido se planteó el problema de investigación: ¿Cuál es el desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del centro de convenciones Sullana, Piura- 2024? De donde se derivaron los siguientes problemas específicos: **a) ¿Cuál es la curva de capacidad, los puntos de desempeño sísmico y el desempeño sísmico estructural mediante el análisis Pushover del centro de convenciones Sullana, Piura-2024?, b) ¿Cómo afectan los movimientos horizontales y la aplicación de cargas verticales, permanentes y sobrecargas a la estructura del centro de convenciones**

Sullana según el análisis Pushover?, c) ¿Qué elementos se identifican en las primeras rótulas plásticas del centro de convenciones Sullana, Piura-2024?, d) ¿Cuál es la vulnerabilidad física mediante aplicación de métodos convencionales del centro de convenciones Sullana, Piura-2024?, e) ¿Cuál es el índice de vulnerabilidad sísmica mediante los métodos convencionales del centro de convenciones Sullana, Piura-2024?, f) ¿Cuál es la vulnerabilidad estructural aplicando los métodos convencionales. del centro de convenciones Sullana, Piura- 2024?

Por otro lado, la investigación presentó una justificación teórica debido a la necesidad crítica de entender y mejorar la resiliencia sísmica de estructuras ya existentes, como fue el caso del centro de convenciones de Sullana en Piura, que enfrentó la realidad de un sismo, por lo que fue importante trascender los métodos convencionales de evaluación sísmica, los cuales, a pesar de su utilidad, no capturaron completamente las respuestas estructurales complejas durante eventos sísmicos. En ese sentido, la incorporación del análisis Pushover en este contexto prometió revelar aspectos críticos sobre la resistencia y las posibles debilidades de la estructura del Centro de Convenciones, especialmente considerando su historia sísmica previa, de modo que, al sintetizar este enfoque con métodos convencionales y las observaciones empíricas, la investigación se alineó con el corpus teórico avanzado de la ingeniería sísmica y contribuyó a su evolución, proponiendo una metodología integrada que no solo mejoró la comprensión del comportamiento estructural en situaciones de sismo, sino que también guió decisiones informadas en cuanto a la mitigación de riesgos, rehabilitación y fortalecimiento estructural en regiones susceptibles a terremotos. La justificación práctica se sustentó en la aplicación directa y el impacto tangible que los hallazgos tuvieron en la seguridad, durabilidad y funcionalidad de infraestructuras críticas en zonas de alta sismicidad como la de Sullana; al proporcionar una evaluación precisa y detallada de la capacidad de la estructura para resistir y comportarse ante cargas sísmicas, esta investigación no solo buscó fortalecer la integridad física de edificaciones importantes, sino también contribuir a la protección de la vida humana. En ese sentido, los resultados tuvieron una aplicación práctica inmediata en el diseño de estrategias de refuerzo, rehabilitación o demolición, permitiendo a

los ingenieros y responsables de la toma de decisiones implementar soluciones basadas en evidencia para mejorar la resiliencia de estructuras ante futuros sismos. Así, la investigación intentó marcar un precedente en la forma en que se evaluaron, diseñaron y mantuvieron las edificaciones en regiones propensas a actividad sísmica, asegurando no solo su estabilidad estructural, sino también la continuidad de sus funciones y servicios esenciales para la comunidad. La justificación social radicó en su contribución significativa al bienestar y seguridad de la comunidad sullanera, dado que la investigación tuvo una perspectiva técnica y estructural, así como profundas implicaciones sociales, al abordar directamente la resiliencia de infraestructuras clave ante eventos sísmicos. De esta manera, al mejorar la comprensión de cómo estructuras como el centro de convenciones podían resistir y funcionar después de sismos, se reforzó la confianza de la población en la seguridad de sus espacios públicos, lo que es fundamental para el desarrollo social y económico de la región. Además, los resultados de esta investigación pueden influir en la formulación de políticas de construcción y urbanismo más rigurosas y basadas en evidencia, promoviendo así prácticas de construcción seguras y sostenibles. Por consiguiente, la integración de estos resultados en los procesos de planificación urbana y en la creación de normativas de construcción no solo minimizará los riesgos para la vida humana, sino que también protegerá el patrimonio y las inversiones en infraestructura de la región. En tal sentido, la presente investigación tiene como propósito impulsar un cambio positivo en la percepción de seguridad y en la preparación ante desastres de la comunidad, fomentando una cultura de prevención y resiliencia que trasciende lo técnico para arraigarse en lo social, fortaleciendo así el tejido comunitario frente a los desafíos impuestos por fenómenos naturales como los sismos. La justificación ambiental estriba en su potencial para promover la sostenibilidad y la resiliencia ambiental en la construcción y mantenimiento de infraestructuras; puesto que, al enfocarse en mejorar la comprensión de la respuesta estructural ante sismos, esta investigación contribuye a la implementación de prácticas de construcción que no solo son seguras y duraderas, sino también respetuosas con el medio ambiente. Esta consideración se debe a que una estructura que puede resistir eficazmente eventos sísmicos reduce la necesidad de reconstrucciones frecuentes, lo que implica un menor consumo de recursos naturales y una reducción en la generación de

residuos de construcción; además, al optimizar los procesos de diseño y construcción para mejorar la resiliencia sísmica, se fomenta el uso eficiente de materiales, promoviendo así la conservación de recursos y minimizando el impacto ambiental asociado a la extracción y procesamiento de dichos materiales. De modo que, al asegurar la durabilidad y funcionalidad de infraestructuras como el centro de convenciones, se garantiza su operatividad a largo plazo, contribuyendo a la estabilidad económica y social de la región; lo que, a su vez, favorece un modelo de desarrollo urbano más sostenible, donde la planificación de espacios resilientes y seguros va de la mano con la protección del entorno y el uso responsable de los recursos.

En línea con lo anterior y para responder al problema de investigación se planteó como **objetivo general**: Evaluar el desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del centro de convenciones Sullana, Piura-2024. Para la consecución del objetivo general se plantearon los siguientes **objetivos específicos**: a) identificar, la curva de capacidad, los puntos de desempeño sísmico y el desempeño sísmico estructural mediante el análisis Pushover del centro de convenciones Sullana, Piura-2024, b) Analizar mediante el análisis Pushover la estructura a partir de los movimientos horizontales y la aplicación de cargas verticales, permanentes y sobrecargas, c) determinar los elementos presentes en las primeras rotulas plásticas del Centro de Convenciones Sullana, 2024, d) determinar la vulnerabilidad física aplicación de métodos convencionales del centro de convenciones Sullana, Piura-2024, e) determinar el índice de vulnerabilidad sísmica mediante los métodos convencionales del centro de convenciones Sullana, Piura-2024, f) cuantificar la vulnerabilidad estructural aplicando los métodos convencionales. del centro de convenciones Sullana, Piura-2024.

En tal sentido se planteó la siguiente **hipótesis general**: La evaluación del desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del centro de convenciones Sullana, Piura-2024 evidencia insuficiencia en su capacidad sismorresistente. Por ende, se plantearon la siguiente hipótesis específicas: a) la curva de capacidad y los puntos de desempeño sísmico obtenidos del análisis Pushover del centro de convenciones Sullana evidencian insuficiencia

en la capacidad sismorresistente de la estructura, requiriendo ajustes en el diseño para cumplir con los estándares de seguridad sísmica, b) el análisis Pushover revela que los movimientos horizontales y las cargas verticales comprometen la estabilidad estructural del centro de convenciones Sullana, evidenciando la necesidad de reforzar su capacidad para soportar dichas cargas, c) la identificación de los elementos que presentan las primeras rótulas plásticas en el centro de convenciones Sullana evidencian zonas críticas de debilidad estructural bajo cargas sísmicas, subrayando áreas prioritarias para intervención y fortalecimiento, d) la aplicación de métodos convencionales para evaluar la vulnerabilidad física del centro de convenciones Sullana evidencia deficiencias significativas en su diseño y construcción, lo que aumenta su riesgo ante eventos sísmicos, e) el índice de vulnerabilidad sísmica del centro de convenciones Sullana, utilizando métodos convencionales, confirma un alto nivel de vulnerabilidad, resaltando la urgencia de adoptar medidas de mitigación específica, f) la cuantificación de la vulnerabilidad estructural del centro de convenciones Sullana muestra deficiencias en su capacidad para resistir eventos sísmicos, señalando la necesidad de intervenciones específicas para aumentar su resistencia y asegurar la seguridad de sus usuarios.

En el ámbito internacional se analizaron, estudios destacados. El cual tuvo como objetivo la evaluación y comparación del comportamiento sísmico de dos edificaciones similares en diseño, pero divergentes en sus criterios normativos y en los sistemas de disipación de energía implementados. Empleando una metodología exhaustiva que incorporó el modelado mediante software especializado y el análisis conforme a las directrices de ASCE/SEI 41-17, Segura se propuso determinar la eficiencia de los distintos enfoques normativos frente a demandas sísmicas específicas. Los resultados revelaron disparidades notables en la respuesta sísmica de las estructuras analizadas. Específicamente, la primera estructura, concebida según AIS 114-17, no evidenció la formación de rótulas plásticas hasta enfrentar una demanda sísmica correspondiente a una aceleración de 0.65g, lo cual denota un rendimiento estructural capaz de alcanzar una operatividad plena con desplazamientos objetivo de 7 cm, indicando así la ausencia de daños en elementos tanto estructurales como no estructurales y reflejando un diseño sumamente conservador enfocado en preservar la integridad estructural bajo

cargas sísmicas moderadas. En contraste, la segunda edificación, proyectada en conformidad con la normativa NSR-10, demostró un rendimiento dentro de la categoría de Ocupación Inmediata (OI) ante una demanda sísmica similar, manifestando desplazamientos objetivo de hasta 24 cm en las direcciones analizadas, lo que implica daños leves en elementos estructurales, particularmente en vigas de los primeros tres pisos, sin llegar a comprometer la habitabilidad o funcionalidad de la estructura. Este enfoque planteó un equilibrio entre la seguridad y la economía del diseño, admitiendo un cierto nivel de daño estructural, pero preservando la utilidad post-sísmica de la edificación. Un examen meticuloso de los daños en los componentes estructurales indicó que, ante demandas sísmicas incrementadas (S_a : 0.86g), la Edificación N° 2 mostró daños leves (IO) en un número mayor de vigas en comparación con la Edificación N° 1, que mantuvo su integridad sin daños. Este contraste resalta la influencia significativa del diseño y los criterios normativos sobre la distribución y severidad de los daños en el contexto de sismos de mayor magnitud. La evaluación comparativa de los volúmenes de obra para ambas edificaciones arrojó luz sobre el análisis de coste-beneficio, revelando que, si bien la Edificación N° 1 demandaba un 11% más de concreto y casi un 3% más de acero que la Edificación N° 2, esta inversión adicional en materiales no se traduciría necesariamente en una mejora proporcional del rendimiento frente a sismos severos. El estudio concluyó subrayando la necesidad de adoptar un enfoque de diseño sísmico que trascienda el mero cumplimiento de los estándares normativos, considerando también la eficiencia económica y el rendimiento post-sísmico de las estructuras, proporcionando así un fundamento sólido para investigaciones futuras y avances en el campo de la ingeniería sísmica, (SEGURA, 2021, págs. 5-119).

Complementando, en Ecuador llevó a cabo una investigación con el objetivo de analizar las diferencias en el desempeño sísmico de dos estructuras de mediana altura construidas en hormigón armado, una con el uso de riostras de pandeo restringido (BRB's) y la otra sin ellas. La metodología adoptada se basó en el análisis estático no lineal Pushover, recurriendo a normativas tanto nacionales como internacionales pertinentes, y se valió del software ETABS 2016 para el cálculo de desplazamientos, derivas de piso y otros indicadores críticos de

desempeño frente a sismos. Los resultados evidenciaron marcadas diferencias en la respuesta sísmica entre ambos enfoques constructivos. Para la edificación tradicional, se determinaron dimensiones de 0,80 x 0,80 metros para columnas y de 0,50 x 0,30 metros para vigas. Por otro lado, la incorporación de BRB's mantuvo las mismas dimensiones de columnas y vigas, pero contribuyó significativamente a mejorar el desempeño sísmico, elevando la estructura a un estado de operabilidad total en contraste con el nivel de prevención de colapso observado en el sistema convencional. Los análisis subrayaron que, ante un sismo de magnitud excepcional, la estructura dotada de BRB's registró desplazamientos máximos menores y un incremento notable en el corte basal, denotando una mayor eficacia en la absorción y disipación de la energía sísmica. Además, la aplicación de BRB's logró una reducción drástica en la formación de rótulas plásticas, implicando esto menores costes de reparación post-sísmica y un incremento en la protección de la vida de los ocupantes y la continuidad operativa de los negocios alojados en la edificación. La conclusión destaca que la incorporación de sistemas de disipación sísmica como los BRB's en edificaciones de mediana altura no solo optimiza el comportamiento estructural frente a sismos, sino que además se erige como una inversión eficiente, atenuando daños y reduciendo los costos de rehabilitación tras un evento sísmico, representando así un progreso notable en la aplicación de la ingeniería sísmica específicamente en la región de Ambato. Siguiendo esta línea de investigación, (GALARZA, y otros, 2023, págs. 1-93), llevó a cabo un estudio con el objetivo de evaluar el desempeño sísmico de una estructura mediante la implementación del análisis no lineal Pushover, en conformidad con las normativas NEC SE CG, NEC SE DS, NEC SE RE y ASCE/SEI 41-13. Este enfoque metodológico comprendió la recopilación de datos arquitectónicos y estructurales, realización de visitas de campo, ensayos esclerométricos y el análisis de irregularidades tanto en planta como en elevación. Acorde con las directrices de la normativa actualizada y el marco de evaluación sísmica propuesto por FEMA 440, se identificaron las patologías estructurales críticas y las intervenciones requeridas para adaptar el edificio a nuevos usos, garantizando su estabilidad. Mediante la generación de un modelo matemático detallado en software especializado, se examinaron los movimientos traslacionales y rotacionales, derivas y el comportamiento dinámico de elementos estructurales

clave, tales como vigas y columnas. Los resultados derivados del análisis estático no lineal Pushover revelaron que la infraestructura en su estado original no satisfacía los criterios para afrontar sismos de distintas magnitudes —frecuentes, ocasionales, raros y muy raros— de acuerdo con los estándares de desempeño exigidos por la normativa vigente. Se evidenció especialmente una deficiente capacidad resistente de las columnas ante la acción combinada de cargas estáticas y dinámicas, así como derivas inelásticas de piso que excedían los límites aceptables, subrayando la urgencia de implementar medidas de reforzamiento estructural. La aplicación de técnicas de reforzamiento, específicamente mediante el incremento del seccionado de columnas con hormigón, demostró posteriormente un avance notable en el desempeño sísmico de la edificación, logrando alcanzar una operacionalidad total frente a sismos frecuentes y ocasionales y asegurando la protección de vidas en situaciones de eventos sísmicos raros y muy raros. Galarza concluyó subrayando la imperiosa necesidad de reforzar las columnas para elevar la capacidad de la estructura de resistir las cargas sísmicas estimadas, optando por una estrategia de revestimiento con hormigón como medio para optimizar su respuesta estructural ante tales desafíos, (ZAMORA, 2021, págs. 1-141).

En el contexto nacional, se examinaron las investigaciones. Quien tuvo como objetivo en evaluar el comportamiento de estructuras multifamiliares construidas con albañilería confinada, adoptando una metodología de carácter cuantitativo-científico y un diseño no experimental de tipo descriptivo explicativo. Este trabajo se centró en el análisis de un caso particular, el edificio Rodríguez, seleccionado de un grupo de 10 edificaciones similares a través de un muestreo no probabilístico. La recopilación de datos se llevó a cabo mediante observación directa, apoyada en una ficha diseñada específicamente para este estudio. Los resultados revelaron que el edificio Rodríguez mostró un rendimiento sísmico destacado, con desplazamientos y derivas por debajo de los límites mínimos establecidos por la Norma Técnica Peruana (N.T.P.). De manera específica, se registraron deformaciones localizadas de 0,042 mm en todos los niveles, mientras que el cortante basal alcanzó 374,3615 tonf en ambas direcciones, "x" y "y". El análisis se completó con evaluaciones sísmicas estáticas y dinámicas, así como un análisis no lineal mediante el método Pushover, fundamentales para determinar estos

resultados positivos. Quenaya concluyó la importancia de implementar métodos convencionales en el análisis sísmico de construcciones de albañilería confinada, demostrando que dichas estructuras pueden alcanzar altos niveles de rendimiento sísmico cuando se edifican siguiendo las especificaciones técnicas apropiadas (QUENAYA, 2021, págs. 1-92).

Complementando, llevó a cabo un estudio que planteó como objetivo evaluar el comportamiento sísmico del puente Riecito, con el fin específico de determinar su Elemento de Resistencia a Terremotos (ERT), analizar la demanda sísmica y la capacidad de desplazamiento necesaria mediante el análisis estático no lineal Pushover. La investigación se condujo a través de un enfoque metodológico cuantitativo y descriptivo explicativo, eligiendo al puente Riecito de entre una serie de estructuras similares mediante un proceso de selección no probabilístico. La recolección de información se efectuó por medio de la observación directa, complementada con el análisis proporcionado por el software CSIBRIDGE V.20.2 y las directrices del AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design. Los resultados revelaron que el puente Riecito exhibe un rendimiento sísmico excepcional, con desplazamientos y derivas que se mantuvieron por debajo de los umbrales definidos por las normativas aplicables. Se observaron deformaciones localizadas y un cortante basal que sobresalió por su capacidad en ambas direcciones analíticas, "x" y "y". Concluyó que es importante implementar el análisis estático no lineal Pushover para la evaluación del desempeño sísmico en puentes, evidenciando que estructuras como el puente Riecito, al ser diseñadas conforme a las especificaciones y estándares de diseño sísmico pertinentes, son capaces de lograr niveles destacados de rendimiento ante la actividad sísmica, lo que proporcionó pruebas significativas sobre la eficacia de las metodologías convencionales y especializadas en el análisis sísmico de estructuras dentro del campo de la ingeniería civil, destacando su robustez y capacidad de adaptación frente a eventos sísmicos de gran magnitud, (BLAS, y otros, 2019, pág. 1).

De igual manera, se estableció como objetivo de investigación determinar el desempeño sísmico de construcciones multifamiliares utilizando métodos convencionales de análisis. Con un enfoque metodológico de diseño experimental explicativo y la implementación de análisis estáticos, dinámicos modales y no

lineales estáticos, este estudio se enfocó específicamente en examinar las características sísmicas del Edificio Multifamiliar Benjamín del Solar. Los resultados subrayaron cortantes basales significativos, alcanzando 168.97 tonf. y 144.83 tonf. en las direcciones X-X y Y-Y respectivamente para el análisis estático, y valores de 90.91 tonf. y 70.80 tonf. en las mismas direcciones durante el análisis modal dinámico. Se observaron deformaciones de 0.0518 cm y 0.0218 cm bajo efectos de cargas muertas y vivas, respectivamente, permitiendo evaluar la rigidez estructural en concordancia con la normativa E.060 para concreto armado. Los máximos desplazamientos laterales identificados fueron de 3.10 cm y 5.34 cm en direcciones X-X y Y-Y para análisis estático, y de 2.41 cm y 3.60 cm para análisis modal dinámico, presentando derivas inelásticas de 0.008 y 0.013 que superaron los límites aceptables establecidos por la normativa E.030. A pesar de enfrentar estos retos, la edificación logró clasificarse dentro de la categoría de seguridad de vida (LS) en la evaluación de desempeño sísmico, con desplazamientos notables de 15.96 cm y 10.77 cm en las direcciones X-X y Y-Y ante un sismo severo. Esto demuestra la capacidad de las normativas sismorresistentes peruanas para proporcionar un equilibrio adecuado entre la rigidez y ductilidad de las estructuras, como se refleja en las curvas de capacidad obtenidas. Concluyó la relevancia de adherirse a los métodos convencionales de análisis sísmico para asegurar tanto la seguridad como la funcionalidad de las estructuras situadas en áreas de alta actividad sísmica, (RAMOS, 2021, págs. 1-72).

Asimismo, se llevó a cabo un estudio con el objetivo de examinar el comportamiento sísmico del referido inmueble empleando análisis estáticos no lineales para estructuras de concreto armado, siguiendo las directrices de la norma FEMA 440. Este análisis se apoyó en técnicas avanzadas de modelado a través del software SAP2000, buscando determinar las características no lineales del edificio y derivar tanto las curvas de capacidad como los niveles de desempeño ante sismos. La metodología aplicada fue de carácter cuantitativo, empleando un diseño no experimental descriptivo-explicativo. De los resultados se desprende que, en la dirección "X", el Edificio Cumbre se situó en un nivel de colapso según los espectros de diseño de la norma E.030, y en dirección "Y", se encuentra próximo al colapso, registrando desplazamientos y fuerzas cortantes notables en ambas direcciones. El

estudio también integró análisis de fuerzas estáticas equivalentes y análisis dinámico modal espectral. Concluyó enfatizando la importancia de implementar métodos de análisis no lineales, como el Pushover, para lograr una valoración más precisa del desempeño sísmico en edificaciones de concreto armado, resaltando la necesidad de adherirse a especificaciones rigurosas que aseguren tanto la seguridad como la eficiencia en el diseño sísmico de dichas estructuras, (ESTRADA, y otros, 2023, págs. 12-109).

Respecto a investigaciones en lengua extranjera, se realizó un estudio con el objetivo de formular una metodología para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares construidas con mampostería en Nepal. Este estudio fue motivado por la necesidad de comprender la variabilidad en la respuesta sísmica entre distintas tipologías de mampostería, buscando establecer un marco que resultara aplicable no solo en Nepal sino también en otras naciones situadas en la región del Himalaya. La metodología para ello, se recurrió al análisis estático no lineal Pushover, una técnica que permite simular el comportamiento de las estructuras frente a incrementos progresivos de carga sísmica, identificando así los modos de falla y estableciendo los niveles de rendimiento para las diversas tipologías de mampostería examinadas. Los resultados logrados mediante el uso del método Pushover resultaron esenciales para determinar la resistencia sísmica y los mecanismos de falla característicos de cada tipología de mampostería; evidenciando que la mayoría de las estructuras escolares de mampostería en Nepal necesitan un reforzamiento urgente. Asimismo, se constató la efectividad de medidas de mitigación sísmica tradicionales, como la inclusión de bandas horizontales, para alcanzar un nivel de desempeño que asegure la protección de la vida ante eventos sísmicos, cumpliendo además con los estándares de funcionalidad requeridos. Concluyó subrayando la relevancia de aplicar métodos de análisis como el Pushover para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones existentes, proveyendo un fundamento robusto para la formulación de políticas de mitigación de riesgos efectivas a través de estrategias de fortalecimiento estructural priorizadas y escalonadas, (ADHIKARI, 2021, págs. 1-241).

Adicionalmente, en Chipre, se planteó como objeto un estudio con el fin de evaluar el Factor de Modificación de Respuesta (RMF) en estructuras de hormigón armado dotadas de muros de corte, los cuales incluían diversas dimensiones de aberturas, ante la influencia de cargas laterales. A través de una metodología no experimental y de observación, se procedió con la utilización del análisis pushover, recurriendo al software ETABS v 18.0.1 para su ejecución. Se analizaron veintiocho marcos bidimensionales de hormigón armado con muros de corte, estructurados para ser sometidos a un análisis pushover estático no lineal. Estos modelos variaron en cuanto a altura de piso y longitud de vano, presentando diferentes tamaños de aberturas. Los resultados revelaron una conexión directa entre la configuración de los muros de corte con aberturas y el sistema RMF, utilizando el análisis pushover para determinar los factores R_{μ} , R_S y R_{ξ} , facilitando así el cálculo del RMF y demostrando su viabilidad para evaluar estructuras de hormigón armado con muros de corte y distintas aberturas frente a cargas laterales. Los resultados identificaron que las aberturas en marcos bidimensionales de hormigón armado con muros de corte influyen en el valor del RMF. Mediante el análisis pushover, aplicando una fuerza lateral distribuida conforme a ASCE 7-10, se obtuvo una curva que ilustra la relación entre el corte basal y el desplazamiento estructural, reflejando tanto la capacidad sísmica como la demanda de desplazamiento de la edificación, facilitando así la evaluación del RMF. Se observó que el tamaño de las aberturas repercute de manera significativa en el RMF, donde un incremento en el tamaño de estas, sin importar las variaciones en la longitud del vano o la altura del piso, conlleva a una reducción en el valor del RMF. La existencia de aberturas afecta directamente la ductilidad y la resistencia a la sobrecarga, evidenciado por los factores R_{μ} y R_s , incidiendo así en el valor del RMF. Concluyó que el análisis pushover emerge como una herramienta eficaz para la determinación del Factor de Modificación de Respuesta en estructuras de hormigón armado con muros de corte que incluyen aberturas, subrayando la relevancia del diseño y la disposición de las aberturas en la habilidad de las estructuras para soportar cargas laterales. Este enfoque provee una base sólida para el diseño sísmico y la evaluación de la seguridad estructural, posibilitando la optimización de estrategias de reforzamiento para incrementar la resistencia sísmica de las edificaciones, (KALBOUNETH, 2020, págs. 1-76).

Así mismo, llevaron a cabo una investigación cuyo principal objetivo fue evaluar la fiabilidad sísmica de sistemas diagrid en edificios altos y desarrollar metodologías de diseño basadas en el desempeño más eficientes; mediante el análisis pushover con una distribución triangular simplificada para cargas sísmicas a lo largo de la altura del edificio, en la que se excluyen los efectos de modos superiores. La metodología fueron los factores de modificación de respuesta tanto de demanda como de suministro para edificaciones de 16, 24 y 32 pisos con sistemas diagrid, utilizando un ángulo diagrid de 65° y diseñados conforme a las normas actuales, bajo un conjunto de 12 sismos compatibles con el espectro. Los resultados de este análisis se utilizaron para desarrollar un factor de modificación de respuesta multinivel (R-Factor) para sistemas estructurales diagrid, como función de la sismicidad del sitio y el nivel de daño aceptable. Posteriormente, se realizaron análisis de fiabilidad sísmica exhaustivos para evaluar el desempeño de las estructuras seleccionadas bajo niveles de intensidad correspondientes a los escenarios de sismo de diseño básico (DBE) y sismo de máximo considerado (MCE). Los resultados evidenciaron un desempeño y fiabilidad sísmica aceptables de los sistemas diagrid de acero. Se demostró que incluso utilizando un R-Factor igual a 4 en el proceso de diseño sísmico, podría asegurarse que las estructuras diagrid permanezcan en un nivel de desempeño superior a la Seguridad de Vida (LS) para ambos niveles de peligro, DBE y MCE. Los factores de modificación de respuesta multinivel propuestos en este estudio pueden ser empleados directamente en el diseño basado en el desempeño de estructuras diagrid para cumplir con diferentes objetivos de desempeño bajo cualquier nivel de peligro sísmico. Concluyeron la importancia de aplicar análisis avanzados, como el análisis estático no lineal Pushover, en la evaluación del desempeño sísmico de estructuras complejas, subrayando cómo el cumplimiento de especificaciones adecuadas y estándares de diseño sísmico puede conducir a altos niveles de rendimiento sísmico en edificaciones modernas, (MOHSENIAN, y otros, 2020, págs. 3-24).

En relación a artículos científicos, desarrollaron una investigación cuyo objetivo fue crear un sistema que, mediante procedimientos convencionales, que permite evaluar de manera exhaustiva y conveniente el desempeño sísmico, la fragilidad y los costos del ciclo de vida sísmico de estructuras. Utilizando MATLAB®, se

estableció una caja de herramientas con un algoritmo central basado en el método estático no lineal N2, modificado con el período fundamental para simplificar aún más el procedimiento. El sistema se aplicó a una estructura de estudio de caso de tres pisos, comparando los resultados en términos de la relación de deriva entre pisos, curva de fragilidad, demanda mediana, costo del ciclo de vida y tiempo computacional, que es de suma importancia en cualquier procedimiento simplificado. La metodología fue experimental de una estructura tridimensional de caso de estudio se modeló en el software OpenSees, utilizando elementos no lineales basados en fuerza y secciones de fibra con plasticidad distribuida. Los resultados indican que el hormigón se modeló sin resistencia a la tracción y con una resistencia a la compresión de 18 MPa, mientras que las armaduras se modelaron con una resistencia al flujo de 300 MPa. El análisis modal de la estructura mostró un período fundamental de 0.62s, y basándose en el método N2, no fue necesario realizar el análisis pushover para usar el sistema desarrollado; la evaluación del desempeño sísmico mediante el análisis pushover simplificado proporcionó una aproximación razonable del comportamiento estructural bajo diferentes niveles de sismicidad; para el análisis de fragilidad y el análisis de costos del ciclo de vida, se consideraron cuatro niveles de rendimiento que corresponden a estados límite de la relación de deriva de 0.75%, 1.0%, 1.5% y 2.0%. Los costos de daño por no cumplir con cada uno de los cuatro niveles de rendimiento se asumieron iguales a $C_i = [0.0; 0.3; 0.7; 1.0]$, respectivamente. El costo inicial de construcción se estimó en \$1,090,116, basándose en los costos por m^2 de \$1,698. Concluyo que el sistema desarrollado demostró ser eficiente en la estimación del desempeño sísmico de la estructura, ofreciendo una buena aproximación, especialmente para niveles de rendimiento superiores antes del estado de prevención de colapso. Además, el análisis de costos del ciclo de vida se pudo realizar de manera sencilla utilizando las fragilidades aproximadas, y los resultados de todos los análisis se procesaron y visualizaron adecuadamente. Además de la precisión suficiente, el tiempo computacional se redujo drásticamente, mostrando que la caja de herramientas proporcionada podría usarse eficazmente en la estimación del desempeño sísmico de estructuras de edificios, especialmente cuando se involucra la evaluación del desempeño y la estimación de costos del ciclo de vida de un gran inventario de edificios, como en el caso de proyectos de

regeneración urbana para áreas degradadas, (JAVIDAN, y otros, 2022, págs. 1-16).

Complementando, esta investigación, planteó como objetivo principal evaluar la capacidad estructural de estas edificaciones, lo cual requirió una representación adecuada y robusta del modelo analítico. La metodología propuesta se basó en un método de Pushover adaptativo multimodal basado en fuerzas. En primer lugar, se realizó un análisis de valores propios para obtener las cantidades modales de la estructura considerada. Posteriormente, se calcularon las fuerzas modales de cortante por piso utilizando estas cantidades modales. A continuación, se calcularon los patrones de carga lateral en cada paso iterativo. Finalmente, se aplicó un análisis de Pushover adaptativo de tres pasos utilizando este patrón de carga lateral calculado hasta alcanzar un valor preestablecido de desplazamiento objetivo. Los resultados evidenciaron que el procedimiento propuesto logró una buena correlación con los resultados de análisis dinámicos no lineales, demostrando la eficacia del método para capturar el comportamiento sísmico de edificios RC irregulares. Además, se destacó la importancia de considerar los efectos de los modos superiores y la degradación de la rigidez para una evaluación más precisa del desempeño sísmico. Se concluyó que el procedimiento de análisis Pushover multimodal adaptativo probado fue más preciso para estructuras RC irregulares, especialmente para edificios de altura media irregular, al considerar de manera efectiva los efectos de los modos superiores y la degradación de la rigidez. Sin embargo, se mencionó que el procedimiento estuvo actualmente limitado a edificios de altura media y requirió de un desarrollo adicional para ser aplicable a edificios de gran altura; de manera que no solo mejoró la precisión en la estimación de la capacidad estructural y los desplazamientos, sino que también aumentó la sensibilidad de los resultados frente a las características específicas de la irregularidad de los edificios, (OYGUC, 2022, págs. 2-16).

Así mismo, en este estudio su objetivo fue examinar la vulnerabilidad de edificios escolares de baja altura construidos con mampostería sin refuerzo y mampostería confinada frente a la acción sísmica. Para ello, utilizaron el Método del Elemento Aplicado (AEM) para el análisis y la evaluación de fragilidad. En la investigación, se presentó una metodología para el análisis Pushover no lineal que fue aplicable

independientemente del tipo de acción del diafragma. Esta metodología implicó la aceleración incremental del suelo y la selección de parámetros de demanda de ingeniería apropiados para evaluar la capacidad lateral, lo que permitió identificar tanto los modos de falla en plano como fuera del plano, proponiendo un método para la evaluación del desempeño sísmico y la fragilidad, especialmente enfocado en edificaciones escolares de mampostería sin refuerzo y confinada, típicas en regiones como el cinturón del Himalaya. Los resultados del estudio señalaron desafíos en la aplicación convencional del Pushover en estructuras de mampostería, especialmente cuando se consideró explícitamente la baja cohesión entre ladrillo y mortero, así como la presencia de diafragmas flexibles. El enfoque de aceleración incremental del suelo (IGA) propuesto permitió superar estas limitaciones al ofrecer una distribución de fuerza lateral proporcional a la distribución de masa, lo que facilitó una aplicación de carga más realista en comparación con los patrones de carga lateral convencionales utilizados en el análisis Pushover. Se concluyó que la investigación propuso una estrategia confiable para el análisis de fragilidad y la evaluación del desempeño sísmico de edificios de mampostería sin comportamiento global tipo caja; propuesta que no solo mejoró la comprensión de los modos de falla en estructuras de mampostería bajo acción sísmica, sino que también proporcionó herramientas valiosas para implementar metodologías de diseño sísmico más efectivas para edificaciones escolares en regiones propensas a terremotos, (ADHIKARLi, y otros, 2023, págs. 6-33).

Dentro de las bases teóricas que respaldaron la investigación, resultó fundamental considerar que Perú, ubicado en el cinturón de fuego del Pacífico, es una zona de alta vulnerabilidad sísmica. Esta condición geográfica destacó el riesgo constante de terremotos, representando un desafío sostenido para la seguridad de la población y la integridad de las estructuras edificadas en el territorio. La conciencia de esta realidad geológica subrayó la imperiosa necesidad de adoptar estrategias de diseño y construcción orientadas a la sismorresistencia (TAVERA, 2020, pág. 1). Dichas estrategias buscaban garantizar que las edificaciones estuvieran preparadas para resistir las fuerzas generadas por los sismos, reduciendo la posibilidad de daños severos y protegiendo eficazmente la vida humana

(ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, 2023, págs. 31-32). En este contexto, la investigación "Evaluación y desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del Centro de convenciones Sullana, Piura - 2024" emerge como una contribución valiosa al campo de la ingeniería sísmica, ofreciendo un enfoque teórico y metodológico innovador para entender y mejorar la resiliencia de las estructuras frente a los sismos.

En ese sentido, la fundamentación de esta investigación se basó en la comprensión de que, para aumentar la seguridad de las edificaciones en zonas de alta sismicidad, era esencial adoptar un enfoque holístico que integrara conocimientos avanzados de dinámica estructural con metodologías de evaluación sísmica específicas. La selección del Centro de Convenciones Sullana como objeto de estudio no fue arbitraria; representó un esfuerzo por aplicar este conocimiento teórico en una localidad con un historial de actividad sísmica significativa, proporcionando un caso práctico que ilustró la necesidad y la eficacia de tales enfoques en la mitigación del riesgo sísmico. Consecuentemente, se detallaron las definiciones pertinentes al tema de investigación. Como primera variable independiente se estableció el Análisis Pushover (AP), un procedimiento estático no lineal que ayuda a simular el deterioro estructural con la progresión de la carga, aunque su simplicidad tiende a superar el complejo análisis no lineal de la historia del tiempo. El método también informa procedimientos separados para determinar los factores de reducción de resistencia (SRF) que modifican los espectros elásticos lineales para fines de diseño (WANG, y otros, 2020, págs. 1-3). Además, las ventajas del análisis Pushover en el diseño sismorresistente son la captura del Daño Global, debido a que permite capturar el daño general de la estructura en relación con la inclinación de la historia. Esto significa que se puede observar cómo se comporta la estructura a medida que aumenta la inclinación de la historia (PAN, y otros, 2016, pág. 4). Así mismo, permite determinar con precisión hasta qué punto una estructura puede soportar tales cargas antes de sucumbir al colapso, lo que se considera esencial para garantizar la seguridad y la integridad de las construcciones en áreas propensas a terremotos. Además de su aplicación en la evaluación de edificios existentes, el análisis pushover también ofrece la capacidad de estudiar y mejorar la resistencia de estructuras ya construidas, lo que resulta

crucial para la protección de la vida pública y la gestión efectiva de los riesgos en zonas sísmicas (WHITMAN, 2003, pág. 1). Por lo tanto, otra ventaja significativa de esta técnica radica en su capacidad para analizar y optimizar los esquemas de fortalecimiento estructural. Al permitir una evaluación minuciosa de la efectividad de los esquemas de refuerzo en términos de mejora de la ductilidad y la resistencia de los edificios, el análisis pushover contribuye sustancialmente a la mitigación de los efectos devastadores de los terremotos. Además, esta herramienta facilita la evaluación del rendimiento esperado de los diseños para nuevos edificios frente a cargas sísmicas, lo que desempeña un papel fundamental en la garantía de la seguridad y la eficacia del diseño estructural en la planificación y construcción de futuras edificaciones (WHITMAN, 2003, pág. 2)

Tabla 1. Ventajas de Método Pushover

Ventaja	Descripción	Impacto en Diseño Sismorresistente	Fuente
Captura del Daño Global	Permite observar el comportamiento de la estructura a medida que aumenta la inclinación de la historia, capturando el daño general de la estructura.	Facilita la identificación de cómo y cuándo se produce el daño en la estructura bajo cargas sísmicas, permitiendo ajustes en el diseño para mejorar la resistencia.	PAN, y otros (2016)
Evaluación de Capacidad de Carga	Determina con precisión hasta qué punto una estructura puede soportar cargas antes de sucumbir al colapso.	Esencial para garantizar la seguridad y la integridad de construcciones en áreas propensas a terremotos, permitiendo reforzar estructuras existentes o ajustar diseños nuevos.	WHITMAN (2003)
Optimización de Esquemas de Fortalecimiento	Permite una evaluación minuciosa de la efectividad de esquemas de refuerzo en términos de mejora de la ductilidad y resistencia de edificios.	Contribuye a la mitigación de efectos devastadores de terremotos y es fundamental para la seguridad y eficacia de diseño estructural en nuevas edificaciones.	WHITMAN (2003)

Fuente: Elaboración propia

Las dimensiones de la variable fueron: Patrón de carga lateral, cargas gravitacionales permanentes, posible mecanismo de fallas, desplazamiento lateral. Entre ellas, la dimensión del patrón de carga lateral se aplica a la estructura para evaluar su capacidad de deformación y resistencia, determinando cómo se aplican las fuerzas que simulan los efectos de los movimientos del suelo sobre la estructura (KHAALOO, y otros, 2022, págs. 1-2). a) aplica una fuerza lateral uniforme a todos los niveles de la estructura; b) En relación con esto, los patrones de carga comunes son: a) carga uniforme: es el más simple y se carga triangular: se aplica una fuerza lateral que aumenta linealmente desde la base hasta la parte superior de la estructura; c) carga modal, que se basa en los modos de vibración de la estructura; d) la fuerza lateral se aplica en cada nivel en proporción a su participación modal; d) carga de perfil de viento, se utiliza para simular la fuerza del viento sobre la estructura (POUR, y otros, 2014, pág. 3). La fuerza lateral se aplica en cada nivel en proporción a la presión del viento en ese nivel (HABIBI, y otros, 2019, págs. 68-70). Así mismo la elección del patrón de carga lateral en el análisis estructural fue un proceso determinado por múltiples factores. Entre ellos, se consideró el tipo de estructura, ya que las diferentes geometrías y materiales responden de manera distinta a las cargas laterales, como las estructuras de gran altura que pueden ser más susceptibles a las cargas de viento que las de baja altura. Además, la ubicación geográfica de la estructura jugó un papel crucial, dado que la intensidad y dirección del viento varían según el entorno. Por otro lado, los objetivos específicos del análisis también influyeron en la elección del patrón de carga, ya que este puede ser seleccionado para evaluar la respuesta de la estructura frente a un sismo particular o para determinar su capacidad máxima de resistencia ante cargas laterales. Fue esencial considerar estos aspectos para garantizar un análisis preciso y relevante para el diseño y la seguridad estructural (HABIBI, y otros, 2019, pág. 68).

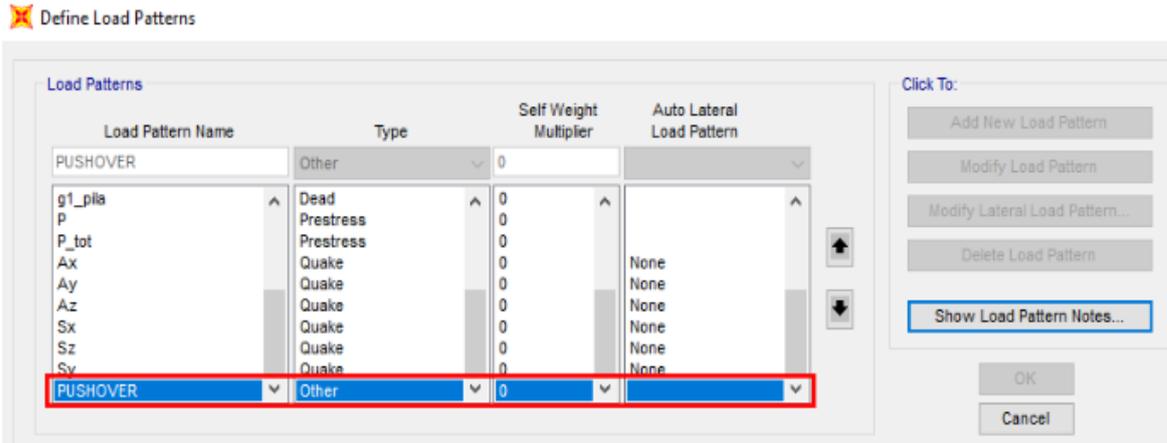


Figura 2. Generación del patrón de cargas laterales.

Fuente: (GONZALES, 2020, pág. 3)

Por otro lado, la dimensión cargas gravitacionales permanentes, se definió como cargas y fuerzas que son constantes tras la finalización de la construcción o que solo varían en un intervalo de tiempo largo. Estas cargas incluyeron, pero no se limitaron a, el peso propio de los componentes estructurales y no estructurales (DC), las cargas muertas adicionales de superficies de desgaste no integradas, futuras sobrecargas y utilidades soportadas (DW), así como efectos de fuerza residuales acumulados durante el proceso de construcción (EL), presiones verticales y horizontales de tierra (EV y EH, respectivamente), y cargas debidas a la presión de tierra de un sobrecargo permanente (ES) (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC), 2022, págs. 2-12). Estas cargas incluyen: Peso propio de la estructura, como vigas, columnas, losas, muros, etc.; el peso de los elementos no estructurales, como tabiquería, revestimientos, instalaciones fijas, etc. Cargas muertas, el peso de elementos como mobiliario, equipos, personas, etc., que se consideran permanentes para la estructura. Siguiendo esta línea, los análisis de cargas gravitacionales permanentes abarcan diversas evaluaciones fundamentales en el diseño estructural, lo que comprende la capacidad de carga de una viga para sostener tanto el peso propio de la estructura como los elementos no estructurales. Además, de examinar los esfuerzos y deformaciones que experimenta una columna debido al peso propio de la estructura y a las cargas muertas. Asimismo, estos análisis consideran la estabilidad de un muro de

contención frente al peso propio del muro y al suelo retenido (MONTERO, 2004, pág. 37).

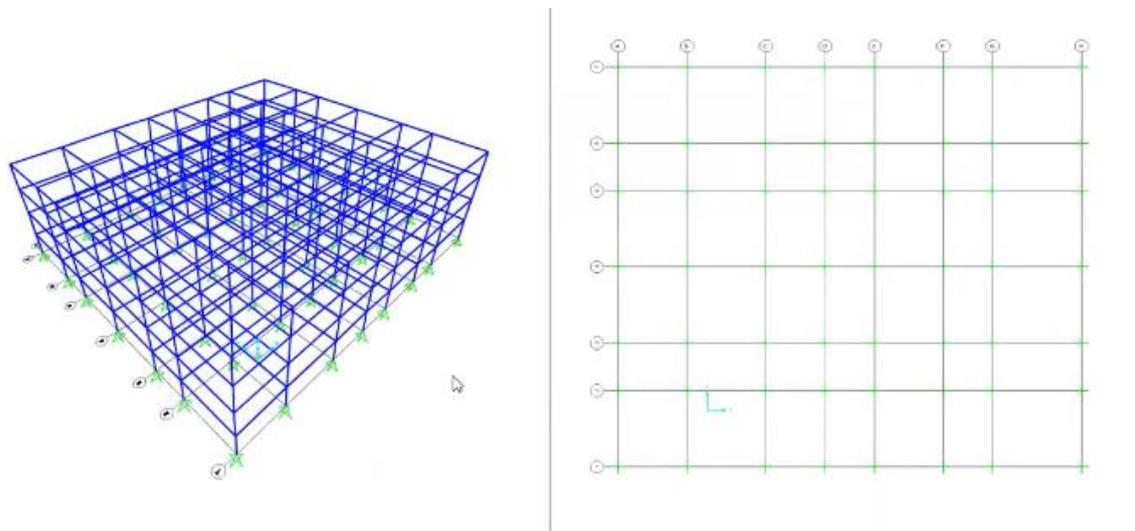


Figura 3. Análisis de un Edificio con cargas gravitacionales y accidentales con SAP 2000.

Fuente: (CHANTACA, 2022, pág. 1)

Por consiguiente, los indicadores de la dimensión comprendieron los metrados de cargas de gravedad y las cargas de gravedad permanente. En ese orden de ideas los metrados de cargas de gravedad, implican la cuantificación de todas las fuerzas que actúan sobre una estructura debido a su peso propio y a las cargas que soporta de manera temporal, lo que incluye el peso de los elementos estructurales, como columnas, vigas y losas, así como el peso de los materiales de construcción y cualquier equipo o mobiliario que esté presente en la estructura (OCHOA, 2017, págs. 54-108). Mientras que las cargas de gravedad permanente, se refirió a las cargas que actúan de manera constante sobre una estructura y que no varían significativamente con el tiempo. Estas cargas incluyen el peso propio de los elementos estructurales, como las paredes, losas y columnas, así como el peso de los materiales de construcción y otros elementos que permanecen en su lugar de forma permanente (OCHOA, 2017, pág. 54)

Tabla 2. categorías de cargas gravitacionales permanentes

Categoría de Carga	Definición	Ejemplos	Fuente
--------------------	------------	----------	--------

Peso Propio	Cargas debidas al peso de los componentes estructurales y no estructurales.	Vigas, columnas, losas, muros, tabiquería, revestimientos.	AISC (2022)
Cargas Muertas Adicionales	Cargas permanentes que incluyen el peso de elementos no integrados en la estructura inicialmente.	Mobiliario, equipos, instalaciones fijas.	AISC (2022)
Efectos de Fuerza Residual	Cargas acumuladas durante el proceso de construcción que afectan permanentemente la estructura.	Deformaciones residuales.	AISC (2022)
Presiones de Tierra	Cargas debidas a presiones verticales y horizontales de tierra, incluyendo la presión de tierra de un sobrecargo permanente.	Presiones verticales (EV), horizontales (EH) y de sobrecargo permanente (ES).	AISC (2022)
Metrados de Cargas de Gravedad	Cuantificación de todas las fuerzas que actúan sobre una estructura debido a su peso propio y a las cargas que soporta de manera temporal.	Peso de elementos estructurales y no estructurales, materiales de construcción, equipo o mobiliario presente.	OCHOA (2017)
Cargas de Gravedad Permanente	Cargas que actúan de manera constante sobre una estructura y que no varían significativamente con el tiempo.	Peso propio de los elementos estructurales como paredes, losas, columnas y materiales de construcción.	OCHOA (2017)

Fuente: (OCHOA, 2017, pág. 32)

Asu vez la dimensión posible mecanismo de fallas, describen los modos específicos a través de los cuales una estructura puede llegar a un estado de falla (MARTINEZ, 2023, pág. 53). Las fallas estructurales durante un sismo pueden manifestarse de diversas maneras: la falla por compresión surge cuando un material o elemento alcanza su límite de resistencia bajo fuerzas sísmicas, mientras que la falla por flexión ocurre cuando los momentos inducidos superan la capacidad de flexión, causando deformación o rotura. Así mimo, la falla por cortante se presenta cuando las fuerzas superan la resistencia de los materiales, potencialmente resultando en una catástrofe. La fatiga, acumulación de daño por cargas cíclicas, también puede provocar fallos, al igual que la inestabilidad estructural, desencadenada por pérdida de equilibrio o cambios en la configuración. Identificar estos mecanismos es esencial para determinar las zonas vulnerables y aplicar medidas de refuerzo,

selección de materiales y técnicas de mitigación que mejoren la respuesta sísmica de la estructura (MARTINEZ, 2023, pág. 53).

En ese marco, los indicadores de la dimensión comprendieron, la longitud de rótulas plásticas, las cuales se definen como la distancia en la cual una sección transversal de un elemento estructural experimenta la formación de una articulación plástica; lo cual ocurre cuando una fibra alcanza su estado plástico debido a una articulación en la sección o un exceso de deformación del material. Como resultado, se produce una redistribución de esfuerzos a los elementos adyacentes que aún no han alcanzado su estado plástico. Una vez que se forma la rótula plástica, esta es permanente debido a la plastificación de los materiales, lo que impide un retorno al estado elástico (AYALA, 2022, pág. 11). Así mismo, el desplazamiento lateral, se define como el cambio en la posición horizontal de un punto específico o componente de una estructura, como respuesta a fuerzas externas dinámicas o estáticas, tales como movimientos sísmicos, cargas de viento o cargas aplicadas. (TARQUE, y otros, 2003, págs. 3-4) Algunos parámetros clave a considerar incluyen: Los indicadores de la indicación comprenden el desplazamiento Inicial de cedencia y el desplazamiento lateral de plastificación.

Además, el desplazamiento Inicial de cedencia se refirió al desplazamiento relativo entre puntos de una estructura al comienzo de la carga cíclica, antes de que se alcance una respuesta plástica significativa. Indica la cantidad de movimiento o deformación que experimentan los elementos estructurales antes de que se produzca un comportamiento plástico en ellos (BONETT, 2003, pág. 61). Finalmente, el desplazamiento lateral de plastificación, se refiere al desplazamiento lateral máximo que puede experimentar una estructura antes de que ocurra una falla catastrófica debido a la plastificación de sus elementos estructurales. La plastificación ocurre cuando los materiales estructurales alcanzan su límite elástico y comienzan a deformarse (TARQUE, y otros, 2003).

Tabla 3. *Posibles mecanismos de falla*

Mecanismo de Falla	Descripción	Ejemplos	Fuente
Falla por Compresión	Sucede cuando un material o elemento alcanza su límite de resistencia bajo fuerzas sísmicas.	Colapso de columnas o muros portantes.	MARTINEZ (2023)

Falla por Flexión	Ocurre cuando los momentos inducidos superan la capacidad de flexión de un elemento, causando su deformación o rotura.	Daño en vigas y losas debido a deformaciones excesivas.	MARTINEZ (2023)
Falla por Cortante	Se presenta cuando las fuerzas superan la resistencia al cortante de los materiales, pudiendo resultar en colapso.	Rotura de vigas o muros debido a fuerzas sísmicas intensas.	MARTINEZ (2023)
Fatiga	Acumulación de daño por cargas cíclicas que pueden provocar fallos en los materiales o elementos estructurales.	Daño progresivo en conexiones y juntas bajo cargas repetitivas.	MARTINEZ (2023)
Inestabilidad Estructural	Desencadenada por pérdida de equilibrio o cambios en la configuración de la estructura.	Colapso total o parcial de estructuras debido a pérdida de capacidad de carga.	MARTINEZ (2023)
Longitud de Rótulas Plásticas	Distancia en la cual se forma una articulación plástica en un elemento estructural, indicando redistribución de esfuerzos.	Formación de rótulas plásticas en vigas o columnas durante un sismo.	AYALA (2022)
Desplazamiento Lateral	Cambio en la posición horizontal de componentes de la estructura como respuesta a fuerzas externas.	Movimiento lateral de la estructura durante eventos sísmicos.	TARQUE, y otros (2003)
Desplazamiento Inicial de Cedencia	Desplazamiento relativo al inicio de la carga cíclica, antes de alcanzar una respuesta plástica significativa.	Deformación inicial en elementos estructurales bajo carga.	BONETT (2003)
Desplazamiento Lateral de Plastificación	Máximo desplazamiento lateral que puede experimentar una estructura antes de fallar por plastificación.	Extremo movimiento lateral antes del colapso estructural.	TARQUE, y otros (2003)

Fuente: Elaboración propia

Así mismo el Análisis Pushover consolidado como un método esencial en la ingeniería sísmica para evaluar la capacidad de las estructuras de soportar cargas sísmicas, proporcionando una visión detallada de la respuesta no lineal de la estructura ante estas cargas (NUÑEZ, 2023, pág. 258). Este análisis se estructura en torno a varias dimensiones críticas primero el Patrón de Cargas Laterales que implica la aplicación de cargas laterales en un patrón predefinido sobre la estructura para simular el efecto de las fuerzas sísmicas. La selección del patrón de carga, ya sea uniforme, modal, o proporcional a la masa, es crucial ya que influye directamente en la identificación de los modos de falla y la distribución de las demandas internas a lo largo de la estructura. Al simular cómo las fuerzas sísmicas

interactúan con la edificación, los ingenieros pueden prever las áreas críticas que requieren atención especial en el diseño o reforzamiento (LOPEZ, y otros, 2024, págs. 84-87).

En esa línea, dimensión cargas gravitacionales permanentes que representa el efecto continuo de las cargas gravitatorias sobre la estructura, incluyendo el peso propio de la edificación y las cargas permanentes como los acabados y el mobiliario fijo. Esta dimensión fue vital para el análisis, ya que la presencia de estas cargas afecta la capacidad de la estructura para resistir desplazamientos laterales, y su consideración es indispensable para evaluar la estabilidad global bajo condiciones sísmicas; la dimensión Mecanismos de Fallas que permite a los diseñadores comprender cómo y dónde es más probable que se produzcan daños estructurales significativos bajo un evento sísmico. Esta dimensión se centra en prever los patrones de falla, ya sean por flexión, corte, o aplastamiento, que pueden comprometer la integridad de la estructura. La anticipación de estos mecanismos es clave para implementar medidas de diseño que aumenten la ductilidad y la capacidad de disipación de energía de la estructura, mitigando el riesgo de colapso (VILLAGRAN, y otros, 2018, págs. 2-5). Además, el desplazamiento lateral el cual proporciona una cuantificación directa de la deformación de la estructura en respuesta a las cargas sísmicas aplicadas. Esta dimensión es crítica para evaluar la ductilidad de la estructura, su capacidad para soportar desplazamientos sin experimentar fallas catastróficas, y para determinar el punto de rendimiento o falla de la estructura. El conocimiento de los desplazamientos laterales máximos posibles es esencial para el diseño de elementos estructurales y no estructurales capaces de soportar tales movimientos sin comprometer la seguridad (OLANO, 2019, pág. 8).

En un mismo orden de ideas, como segunda variable independiente de la investigación se estableció a los métodos convencionales, que son enfoques y técnicas establecidas y ampliamente utilizadas que se aplican para diseñar estructuras capaces de resistir las fuerzas generadas por terremotos. Estos métodos pueden incluir el análisis de fuerza lateral equivalente, el uso de coeficientes sísmicos, el diseño basado en desplazamientos, entre otros. Las

dimensiones de la variable método ATC 21 – 154; método de índice de vulnerabilidad (propuesto por Benedetti y Petrini) y el método de Hirosawa.

En esa misma línea, el Método ATC 21 (FEMA P-154); es una metodología desarrollada por la Agencia Federal de Manejo de Emergencias de los Estados Unidos (FEMA) con el propósito de determinar la seguridad sísmica de diversas estructuras civiles. Este método se centra en identificar las estructuras con alto nivel de vulnerabilidad y riesgo de colapso, ofreciendo un análisis rápido que permite evaluar una gran cantidad de edificaciones. A través de este método, se busca determinar qué estructuras no son adecuadas como refugios en caso de un evento sísmico. El ATC 21 es ampliamente utilizado en diferentes países debido a su eficacia y facilidad de implementación, especialmente para evaluar la vulnerabilidad sísmica de hospitales, escuelas, edificios, entre otros (ÁLVAREZ, y otros, 2019, págs. 41-51). Los indicadores de la dimensión son: altura, irregularidad, código de la construcción, suelo. Complementariamente, el Método de índice de vulnerabilidad (propuesto por Benedetti y Petrini), es un enfoque de análisis visual que se basa en la evaluación de expertos para determinar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones. Este método considera factores tanto estructurales como no estructurales que influyen en los daños sufridos por una edificación durante un terremoto. Es aplicable a diferentes tipos de sistemas estructurales, incluyendo albañilería confinada, albañilería no confinada y concreto armado (ÁLVAREZ, y otros, 2019, págs. 41-51). Los indicadores son organización del sistema resistente, calidad del sistema resistente, resistencia convencional, posición del edificio y cimentación, diafragmas horizontales, configuración en planta, configuración en elevación, separación máxima entre muros, tipos de cubierta, elementos no estructurales estado de conservación.

Adicionalmente, el método de Hirosawa, es una metodología que permitió evaluar la vulnerabilidad sísmica tanto cualitativa como cuantitativamente mediante tres niveles de importancia. Estos niveles aumentan en detalle a medida que se avanza, centrándose en la evaluación del comportamiento sísmico de la estructura. En el primer nivel, se realiza un análisis de la forma de los elementos estructurales. En el segundo nivel, se estima la resistencia última asumiendo un diafragma rígido y se realiza un análisis modal espectral, teniendo en cuenta también los efectos de las

condiciones externas de la estructura. En el tercer nivel, se realiza un análisis más detallado que incluye el segundo nivel junto con un análisis tiempo-historia y consideraciones de no linealidad del material de la estructura (ÁLVAREZ, 2019, págs. 41-51). Los indicadores de la dimensión son el índice de vulnerabilidad estructural (Is), índice de juicio estructural (Iso).

Tabla 4. *Métodos convencionales*

Método	Descripción	Aplicación Específica	Indicadores Clave	Fuente
Método ATC 21 (FEMA P-154)	Metodología desarrollada por FEMA para determinar la seguridad sísmica de estructuras civiles, enfocada en identificar vulnerabilidades y riesgos de colapso.	Evaluación rápida de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones como hospitales y escuelas.	Altura, irregularidad, código de construcción, tipo de suelo.	ÁLVAREZ, y otros (2019)
Método de Índice de Vulnerabilidad (Benedetti y Petrini)	Enfoque de análisis visual basado en la evaluación de expertos para determinar la vulnerabilidad sísmica considerando factores estructurales y no estructurales.	Aplicable a diferentes tipos de estructuras, incluyendo albañilería confinada y concreto armado.	Organización y calidad del sistema resistente, resistencia convencional, posición y cimentación del edificio, diafragmas horizontales, configuración en planta y elevación, separación entre muros, tipo de cubierta, elementos no estructurales, estado de conservación.	ÁLVAREZ, y otros (2019)
Método de Hirosawa	Metodología para la evaluación cualitativa y cuantitativa de la vulnerabilidad sísmica, con tres niveles de análisis que incrementan en detalle y consideran la no linealidad del material.	Evaluación detallada del comportamiento sísmico de la estructura, desde análisis forma hasta consideraciones de no linealidad del material.	Índice de vulnerabilidad estructural (Is), índice de juicio estructural (Iso).	ÁLVAREZ, y otros (2019)

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, la incorporación de la adopción de métodos convencionales en el análisis sísmico engloba tanto el Método Estático como el Método Dinámico, cada uno aportando perspectivas valiosas en la evaluación de la resistencia sísmica de las estructuras. Estos métodos, fundamentados en principios de ingeniería y normativas internacionales, son esenciales para el diseño estructural y la evaluación de la seguridad (GUTIÉRREZ, y otros, 2016, págs. 14-20).

En particular la dimensión método estático que implica la aplicación de fuerzas sísmicas estáticas equivalentes a la estructura, distribuidas según criterios normativos basados en la masa y la rigidez de la edificación. La simplificación de la acción sísmica a un conjunto de fuerzas horizontales permite una evaluación rápida y eficiente de la respuesta estructural bajo cargas sísmicas, facilitando el diseño preliminar y la revisión de cumplimiento normativo. Este método es particularmente útil en las fases iniciales del diseño estructural, ofreciendo una estimación conservadora de las demandas sísmicas que la estructura debe soportar (ZÁRATE, y otros, 2003, pág. 26).

En contraste con el método dinámico: considera la variabilidad temporal de las cargas sísmicas, permitiendo una evaluación más detallada y realista del comportamiento estructural bajo acción sísmica. Este enfoque utiliza análisis modal espectral o análisis de historial de tiempo para simular la respuesta dinámica de la estructura a diferentes tipos de movimientos sísmicos, teniendo en cuenta las características propias de vibración de la edificación. Esta metodología es indispensable para estructuras complejas o aquellas ubicadas en zonas de alta sismicidad, donde las simplificaciones del método estático pueden no ser suficientes para capturar la respuesta estructural completa (BARRAGAN, 2019, págs. 28-32).

En ese sentido la investigación destacó la importancia de adoptar un enfoque teórico integrado y basado en la evidencia para el diseño sismorresistente., puesto que, al hacerlo, se contribuye significativamente a la reducción del riesgo sísmico, asegurando que las estructuras no solo sobrevivan a los sismos, sino que también continúen funcionando post-evento, salvaguardando así la vida humana y el patrimonio cultural y económico de la región; de manera que el propósito fue

establecer un modelo para futuros estudios y proyectos de construcción en áreas de alta sismicidad como lo es la región de Piura, reafirmando el papel esencial de la ingeniería sísmica en la creación de sociedades más seguras y resilientes. Finalmente, se estableció como variable dependiente el nivel de desempeño sísmico, el cual denota un umbral crítico de daño que delinea una situación tolerable, basada en la estimación de los potenciales daños físicos, el riesgo para la seguridad de los ocupantes y la viabilidad operativa posterior a un sismo, caracterizándose por la capacidad de una construcción para resistir un evento sísmico de cierta intensidad sin comprometer su integridad estructural o su funcionalidad, lo cual implica la evaluación del grado de deterioro experimentado y la aptitud de la estructura para mantener sus funciones después del sismo (Chaparro, y otros, 2021, pág. 3).

En este contexto de acuerdo a FEMA 440 (2000), se establecen cuatro niveles de desempeño para evaluar la capacidad de una estructura frente a un sismo: el nivel operativo, donde la estructura puede seguir funcionando sin interrupciones; el nivel de inmediata habitabilidad, en el que la estructura puede sufrir daños leves pero aún es habitable; el nivel de reparabilidad, donde la estructura puede ser restaurada a un costo razonable después de sufrir daños moderados; y finalmente, el nivel de colapso, en el cual la estructura experimenta daños graves e irreparables (Department of Homeland Security; Federal Emergency Management Agency, 2005, pág. 1).

Por otro lado, la ATC-58 (2012), propone tres niveles de desempeño: seguridad de la vida, donde la estructura no colapsa y protege la vida de los ocupantes; protección de la inversión, donde la estructura se mantiene habitable después del sismo; y continuidad funcional, donde la estructura conserva su función operativa tras el sismo (MAHONEY, y otros, 2012, págs. 40-46). En ese mismo orden de ideas, de acuerdo con SEAOC Visión 2000, se definen cinco niveles de desempeño, que incluyen: el nivel operativo, donde la estructura puede continuar operando sin interrupciones; el nivel de inmediata habitabilidad, donde la estructura es habitable después del sismo con reparaciones menores; el nivel de reparabilidad, en el que la estructura puede ser restaurada a un costo razonable; el nivel de daño controlable, donde la estructura puede sufrir daños mayores pero no

colapsa; y finalmente, el nivel de colapso prevenido, donde la estructura no colapsa pero puede sufrir daños irreparables (ORTIZ, 2017, pág. 13). Las dimensiones analizadas de la variable nivel de desempeño sísmico incluyeron el punto de desempeño y el nivel de desempeño. La dimensión punto de desempeño sísmico (PDS), se describe como el límite crítico al que una estructura puede llegar durante un terremoto de una cierta intensidad, evidenciando un grado definido de deterioro y la habilidad de la estructura para preservar su funcionalidad tras el suceso sísmico; el cual se determina mediante análisis sísmicos que consideran la intensidad del sismo, las características de la estructura y los materiales utilizados en su construcción (GUENDELMAN, y otros, 2002, pág. 15). Los indicadores de esta dimensión comprenden a la fuerza cortante y la curva de capacidad.

De manera que, la fuerza cortante, se definió como una componente de la fuerza interna generada en un elemento estructural, como una viga o columna, que actúa de manera perpendicular al eje longitudinal del elemento. Esta fuerza es crucial para el análisis estructural, ya que indica cómo se distribuyen las cargas a lo largo de la estructura y cómo estas cargas afectan la estabilidad y el comportamiento de la misma. Varía a lo largo de la longitud de un elemento, siendo máxima en puntos de aplicación de cargas concentradas y en apoyos, y tiende a cero en puntos donde el momento flector es máximo. La correcta evaluación de la fuerza cortante es esencial para el diseño de elementos estructurales que sean capaces de resistir no solo las cargas verticales sino también las laterales, asegurando así la integridad y seguridad de las estructuras ante diversas condiciones de carga (UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA DE URUGUAY, 2023, pág. 109). Respecto a la curva de capacidad, es un gráfico que representa la relación entre la capacidad de resistencia de una estructura y su demanda de resistencia sísmica. En una curva de capacidad típica, el eje horizontal representa la demanda sísmica, que puede ser medida, por ejemplo, en términos de la fuerza cortante máxima que la estructura experimentaría durante un terremoto. El eje vertical representa la capacidad de resistencia de la estructura, que es la cantidad de fuerza que la estructura puede soportar antes de fallar (GODÍNEZ, y otros, 2022, págs. 3-6).

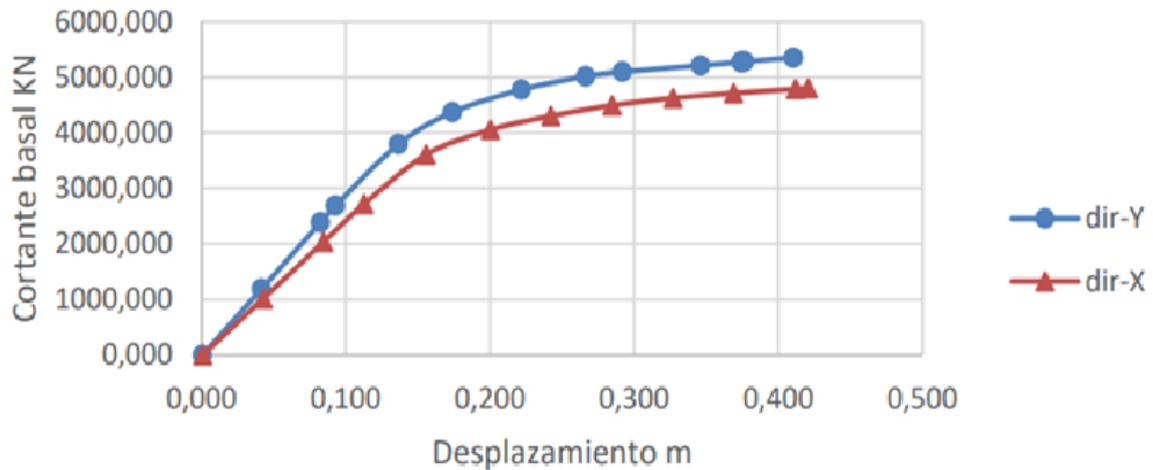


Figura 4. Curva de Capacidad.
Fuente: (QUINTO y chaverra, 2022, pág. 19)

Por otro lado, en relación a la dimensión nivel de desempeño sísmico (NDS), se refiere a la capacidad de una estructura para soportar un nivel definido de daño y deformación durante un sismo diseñado, sin comprometer la seguridad de los ocupantes ni la funcionalidad de la estructura. En otras palabras, el NDS establece el grado de daño admisible que puede sufrir una estructura durante un evento sísmico, asegurando que mantenga su integridad estructural y su capacidad de uso (CHAPARRO, 2021, pág. 5).

En línea con lo anterior la FEMA 440 establece cuatro niveles de desempeño sísmico para edificios. El nivel operativo requiere que la estructura siga funcionando con daños mínimos. La inmediata ocupación implica que la estructura puede ser habitada después del sismo con daños limitados. El nivel de reparabilidad permite restaurar la estructura a un costo razonable después de sufrir daños considerables. El nivel de colapso indica daños graves que vuelven la estructura irreparable. Estos niveles se describen así: Operacional (IO) con daño mínimo donde la estructura sigue funcionando; Inmediata ocupación (IO) con daño limitado que permite habitarla inmediatamente; Daño controlado (LS) con daños en componentes, pero integridad estructural mantenida; Seguridad de vida (LS) con daño mayor, pero sin riesgo inminente para la vida; y Colapso prevenido (CP) con daño significativo, pero manteniendo la estructura en pie (KHOSHNOUDIAN, y otros, 2010, págs. 397-408). Sin embargo, para establecer la demanda sísmica la Visión 2000, desarrollada por

SEAOOC en 1995, establece una clasificación de las demandas sísmicas en cuatro niveles basados en su frecuencia de ocurrencia y período de retorno: frecuentes, ocasionales, raros, y muy raros. Dicha clasificación, aunque centrada en la contextura geosísmica de Norteamérica, requiere ajustes para alinearse con las características sismotectónicas específicas de Perú.

Tabla 5. Nivel de demanda sísmica (FEMA 440 IMPROVEMENT FF NONLINEAR STATIC SEISMIC ANALYSIS PROCEDURES.)

Movimiento sísmico de diseño	Periodo de retorno, años	Probabilidad de excedencia, %	Nivel de demanda sísmica
Frecuente	43	50 en 30 años	$S_a=(R/I)f_{min}S_{a0}$
Ocasional	72	50 en 50 años	$S_a=1.4(R/I)f_{min}S_{a0}$
Raro	475	10 en 50 años	$S_a=S_{a0}$
Muy raro	970	10 en 100 años	$S_a=1.25S_{a0}$

Fuente: (Department of Homeland Security; Federal Emergency Management Agency, 2005, págs. 10-28).

En esa misma línea, para establecer los niveles de desempeño sísmico que se conceptualizan como la medida en que se acepta el daño en una estructura dado un nivel específico de actividad sísmica. Vision 2000 presenta una estrategia de diseño basada en una serie de objetivos de desempeño mínimos establecidos dentro de una matriz, la cual varía de acuerdo con la tipología estructural y su relevancia en términos de seguridad pública.

Tabla 6. Matriz de objetivos de diseño – Visión 2000 (SEAOOC, 1995)

Nivel de demanda sísmica	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Pre colapso
Frecuente	OB	X	X	X
Ocasional	OEP	OB	X	X
Raro	OSC	OEP	OB	X
Muy raro	-	OSC	OEP	OB

Fuente: (MEDINA, y otros, 2018, pág. 70)

En el contexto de la planificación sísmica, el Objetivo Básico (OB) ha establecido que, ante terremotos frecuentes, se anticipa que las construcciones incurren en daños mínimos. Por ejemplo, los edificios de oficinas están diseñados de tal manera

que, después de sismos moderados, puedan continuar con sus operaciones habituales sin requerir intervenciones reparativas de envergadura.

Por otro lado, el Objetivo de Estructuras Esenciales (OEP) se asigna a infraestructuras críticas como centros médicos y comandancias de bomberos, las cuales, frente a terremotos ocasionales, se espera que permanezcan funcionales para suministrar servicios indispensables a la comunidad. Aunque puedan manifestar cierto nivel de daño, estos no deberían comprometer su operatividad esencial. En una categoría más exigente, el Objetivo de Seguridad Crítica (OSC) se reserva para infraestructuras donde un fallo estructural resultaría en consecuencias desastrosas, tal como en el caso de instalaciones químicas o nucleares. En circunstancias de sismos poco frecuentes pero posibles, se requiere que estas edificaciones preserven su estabilidad estructural, asegurando la contención de sus componentes y sistemas críticos para prevenir desenlaces catastróficos. Finalmente, la designación X se utiliza cuando no se ha especificado un objetivo de desempeño concreto para ciertas construcciones respecto a un determinado nivel de actividad sísmica. Un ejemplo sería un pequeño comercio para el cual no se prescriben criterios rigurosos de desempeño ante eventos sísmicos altamente improbables, dado que su impacto es considerado menos significativo en comparación con estructuras de carácter esencial o de alta seguridad. Por otro lado, la norma ATC-40 (Applied Technology Council, 1996) definió seis niveles de desempeño para la edificación en caso de un sismo de diseño. Estos niveles se clasifican en dos categorías:

Tabla 7. Niveles de desempeño de la edificación (ATC-40, 1996)

NP	SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	SP-5	SP-6
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 Seguridad	2-C Seguridad	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 Estabilidad Estructural	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Fuente: (BONETT, 2003, pág. 297).

En ese sentido la elección del nivel de desempeño adecuado se vio influenciada por distintos factores. En primer lugar, el tipo de estructura desempeña un papel fundamental, con hospitales, escuelas y edificios esenciales que requieren un nivel operativo para garantizar su continuidad operativa durante y después de un evento sísmico, mientras que viviendas y edificios comerciales pueden ser designados con un nivel habitable o reparable, dependiendo de su función y características específicas; así mismo la importancia de la estructura (histórica o cultural), también incide en la elección del nivel de desempeño, con preferencia por niveles operativos o habitables para edificaciones de alto valor, mientras que las de menor importancia pueden considerarse con un nivel reparable. Por último, el riesgo sísmico de la zona es otro factor determinante, con recomendaciones de niveles operativos o habitables en áreas de alto riesgo, y niveles reparables considerados suficientes en regiones de menor riesgo sísmico (CHAPARRO, 2021, pág. 1). Por tal motivo los indicadores de la dimensión que se establecen son: operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida, estabilidad estructural, periodo fundamental.

Respecto al operacional, en la investigación se refirió a la capacidad de una estructura para continuar funcionando después de un terremoto sin sufrir daños significativos que afecten su funcionalidad. Una estructura operacionalmente adecuada podría experimentar ciertos niveles de daño, pero aun así puede seguir siendo utilizada con seguridad y eficiencia para su propósito previsto (FERNANDEZ, y otros, 2019, pág. 24). En relación a la Ocupación inmediata, que evalúa la capacidad de una estructura para ser ocupada inmediatamente después de un terremoto. Se trató de la seguridad inmediata de la estructura para que las personas puedan volver a ocuparla sin riesgo de colapso o daño adicional que ponga en peligro sus vidas (FERNANDEZ, y otros, 2019, pág. 25). Sobre la seguridad de vida, se estableció como la capacidad de la estructura para proteger la vida de las personas que se encuentran dentro de ella durante un terremoto. Una estructura que cumple con este indicador debe ser capaz de resistir las fuerzas sísmicas sin colapsar, asegurando así la seguridad y supervivencia de los ocupantes (FERNANDEZ, y otros, 2019, pág. 25). Finalmente, respecto a la estabilidad estructural, donde se evalúa la capacidad de una estructura para mantener su integridad estructural después de un terremoto. Una estructura estable

debe ser capaz de soportar las cargas sísmicas sin sufrir daños que comprometan su estabilidad, lo que implica que sus elementos estructurales principales deben permanecer intactos y capaces de resistir cargas adicionales.

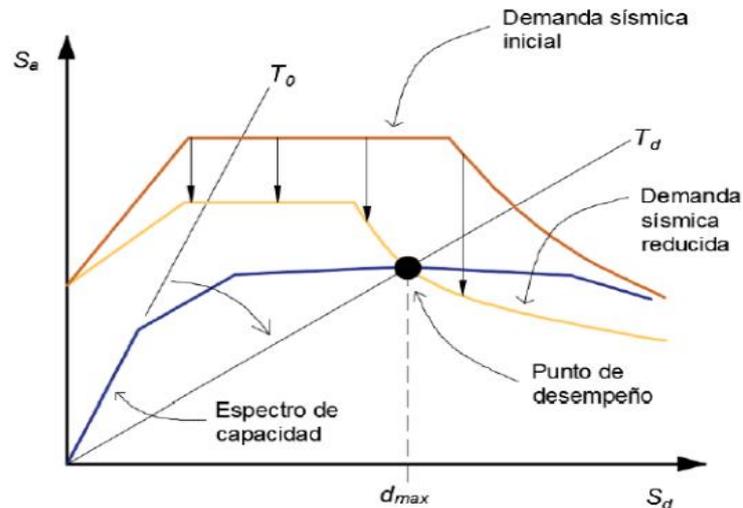


Figura 5. Representación gráfica del método del espectro de capacidad.

Fuente: (QUINTO y chaverra, 2022, pág. 21)

Por consiguiente, la evaluación del nivel de desempeño sísmico fue fundamental para entender cómo una estructura puede comportarse durante y después de un sismo. Esta variable se desglosa en dimensiones como el Punto de Desempeño que identifica un estado crítico en la respuesta de una estructura bajo cargas sísmicas, marcando el umbral entre comportamientos seguros y potencialmente peligrosos. El Punto de Desempeño se determina mediante análisis estructurales que consideran tanto la demanda sísmica (basada en características del sismo como magnitud, duración, y distancia) como la capacidad de la estructura (definida por su resistencia, rigidez, y ductilidad). (ULCUHANGO, y otros, 2023, pág. 85). Lo cual permite a los ingenieros y diseñadores anticipar el nivel de daño esperado y planificar medidas de mitigación adecuadas. En la práctica, el Punto de Desempeño se utilizó para calibrar el diseño estructural con el objetivo de alcanzar un equilibrio entre costos, seguridad, y funcionalidad post-sismo, (GUZMÁN, y otros, 2022, pág. 6)

Además, los niveles de desempeño que clasifican la extensión del daño y la funcionalidad de una estructura después de un sismo en varias categorías, cada

una de las cuales describe un escenario específico de daño y operatividad, van desde Operacional, donde la estructura no sufre daños significativos y puede seguir utilizándose sin reparaciones, hasta Colapso, donde la estructura sufre daños irreparables y representa un riesgo inminente de falla, no obstante estos extremos, existen niveles intermedios como Ocupación Inmediata, donde se permiten daños menores sin comprometer la seguridad estructural, y Seguridad de Vida, donde se aceptan daños más significativos en elementos no estructurales y posiblemente en algunos componentes estructurales, siempre que no se comprometa la integridad global de la estructura y la seguridad de sus ocupantes (CAYLLAHUA, 2020, págs. 30-33).

II METODOLOGÍA

El tipo de investigación fue aplicada: En contraste con la investigación pura o básica, que se enfoca principalmente en la expansión del conocimiento teórico sin una orientación inmediata hacia su aplicación práctica, la investigación aplicada tiene como objetivo abordar problemas específicos y generar soluciones que produzcan un impacto evidente en la sociedad, la industria o el entorno en el que se desarrolla (CASTRO, y otros, 2023, pág. 152). En esa línea, la investigación fue aplicada, ya que se centró en evaluar y proponer mejoras para la resistencia sísmica del Centro de Convenciones Sullana en Piura, abordando un problema concreto y práctico, con el propósito de desarrollar soluciones específicas para incrementar la seguridad y eficacia de esta infraestructura frente a sismos. De este modo, los resultados y conclusiones de la investigación estuvieron orientados a ser implementados directamente en el diseño, construcción o reforzamiento del Centro de Convenciones, lo que significó que el conocimiento generado tuviera un propósito práctico inmediato y tangible. El diseño de la investigación fue **no experimental**, transversal, descriptiva, propositiva. La investigación no experimental se caracteriza por no manipular deliberadamente variables ni establecer un control directo sobre las condiciones del estudio. enfocándose en la observación, la descripción y la interpretación de fenómenos tal como se presentan en su entorno natural (HERNÁNDEZ, y otros, 2018, pág. 149). En ese sentido la presente investigación fue no experimental puesto que la investigación se centró en evaluar el desempeño sísmico existente del Centro de Convenciones de Sullana utilizando análisis estructurales específicos (análisis Pushover y métodos convencionales) sin alterar físicamente la estructura o su entorno. Los fenómenos de interés, como la respuesta estructural ante cargas sísmicas, se analizaron a partir de datos existentes y/o simulaciones, sin intervención directa para modificar estas condiciones. La investigación descriptiva busca comprender exhaustivamente un fenómeno o situación a través de la recopilación, análisis y presentación detallada de datos y características relevantes. Además de describir el problema en profundidad (ROMERO, y otros, 2022, pág. 32), el enfoque propositivo implica la identificación de posibles

soluciones, estrategias o acciones que podrían implementarse para abordar las deficiencias o mejorar la situación estudiada (VALLE, y otros, 2022, pág. 15). En este sentido, la presente investigación fue **descriptiva** debido a que tuvo como propósito describir detalladamente la respuesta estructural ante diferentes niveles de sismo mediante el uso de análisis Pushover y métodos convencionales, identificando puntos críticos de falla, modos de deformación, y niveles de resistencia, contra tstando con las normativas peruanas pertinentes para el diseño sismorresistente, detallando cómo estas normas influyen en la evaluación del desempeño sísmico de la estructura. En razón de lo cual se realizó un análisis descriptivo de las condiciones actuales del edificio, incluyendo materiales, diseño estructural, condiciones geotécnicas del sitio e historial sísmico de la región; lo que servirá como base para entender la capacidad y vulnerabilidades de la estructura ante eventos sísmicos; siendo **propositiva** debido a que la investigación propuso intervenciones específicas para mejorar la resistencia sísmica del Centro de Convenciones, de acuerdo con los resultados del análisis de la misma, por lo que se realizaron recomendaciones para el refuerzo estructural, cambios en el diseño, y la adopción de nuevas tecnologías de mitigación sísmica; contribuyendo directamente a la planificación y desarrollo de infraestructuras más resilientes a los sismos en la región (ROMERO, y otros, 2022, pág. 1). El enfoque **cuantitativo** se establece por su atención a la objetividad, la capacidad de replicar resultados y la posibilidad de generalizar los hallazgos, ya que su objetivo es medir y cuantificar fenómenos y variables, además de identificar tendencias o regularidades que puedan aplicarse a una población más amplia. (JIMÉNEZ, y otros, 2022, págs. 4-6). De manera que, la presente investigación fue **cuantitativa** debido a que su propósito es medir y analizar de manera precisa variables específicas como desplazamientos, fuerzas, momentos y capacidades estructurales bajo cargas sísmicas, utilizando herramientas y modelos matemáticos para simular el comportamiento estructural ante sismos; lo que permitió cuantificar la respuesta de la estructura a diferentes niveles de actividad sísmica, facilitando la comparación de resultados obtenidos mediante dos métodos de análisis (Pushover, convencionales) y la formulación de recomendaciones basadas en datos numéricos concretos.

Respecto a las variables y operacionalización, como **variable independiente** se estableció al **Análisis Pushover** que **conceptualmente**, se trata de un método que facilita la observación del rendimiento de una estructura cuando está expuesta a fuerzas horizontales que simulan las fuerzas producidas por un terremoto. Se basa en la aplicación gradual de fuerzas horizontales hasta alcanzar un desplazamiento predeterminado o sufrir un colapso (EDUARDO, 2019, pág. 74), mientras que **operacionalmente** en la investigación, permite evaluar cómo responde estructuralmente el Centro de Convenciones Sullana ante cargas sísmicas incrementales, utilizando software especializado (ETABS, SAP2000), midiendo la resistencia de la estructura a través de indicadores como patrones de carga lateral, cargas gravitacionales, longitud de rótulas plásticas y desplazamientos laterales. En esa línea, las **dimensiones e Indicadores** fueron, el patrón de cargas laterales, patrón de carga lateral; cargas gravitacionales permanentes, cargas de gravedad permanente; posible mecanismo de fallas, longitud de rótulas plásticas; desplazamiento lateral, desplazamiento inicial de cedencia, desplazamiento lateral de plastificación, instrumento. En relación a la **variable independiente, análisis de métodos convencionales, conceptualmente** se definió como los procedimientos de evaluación sísmica que se fundamentan en criterios relacionados con la fuerza basal sísmica, la deformación y el desplazamiento lateral (GUTIÉRREZ, y otros, 2016, pág. 1), mientras que **operacionalmente** se definió como las técnicas y procedimientos utilizados para analizar y estimar la vulnerabilidad y el riesgo de estructuras ante terremotos, los cuales combinan análisis cualitativos y cuantitativos para evaluar la capacidad de resistencia de las edificaciones frente a los sismos, se operacionaliza en las dimensiones método ATC 21 (FEMA P 154), método de índice de vulnerabilidad y método de Hirosawa, el instrumento para medirlo será la **ficha de recolección de datos**. Se establecieron como **dimensiones e indicadores**, el **método ATC 21 (FEMA P-154)**, cuyos indicadores fueron, altura, irregularidad, código de la construcción, suelo; **método de índice de vulnerabilidad** (propuesto por Benedetti y Petrini), cuyos indicadores fueron la organización del sistema resistente, calidad del sistema resistente, resistencia convencional, posición del edificio y cimentación, diafragmas horizontales, configuración en planta, configuración en elevación,

separación máxima entre muros, tipos de cubierta, elementos no estructurales, estado de conservación y el **Método de Hirosawa** cuyos indicadores fueron Índice de vulnerabilidad estructural (I_s), índice de juicio estructural (I_{so}). Sobre la **variable dependiente nivel de desempeño sísmico, conceptualmente** se definió como la capacidad de una estructura para resistir sismos dentro de márgenes de daño predefinidos y con un nivel de confiabilidad aceptable. Esta metodología de diseño integra la selección de objetivos de diseño, sistemas estructurales, y configuraciones, junto con el dimensionamiento detallado y control de calidad en la construcción, para asegurar la seguridad y evitar el colapso durante sismos intensos, utilizando herramientas como el Método de Espectro de Capacidad para evaluar la respuesta estructural frente a la demanda sísmica (MEDINA, y otros, 2018, pág. 1); mientras que **operacionalmente** consistió en la evaluación de la resistencia y capacidad de respuesta de la estructura del Centro de Convenciones Sullana ante cargas sísmicas, utilizando desplazamiento lateral, fuerza cortante y curva de capacidad obtenidos mediante simulaciones en software especializado (ETABS, SAP2000). Se establecieron como **dimensiones e Indicadores**, el punto de desempeño, cuyos indicadores fueron la fuerza cortante, curva de capacidad; los niveles de desempeño cuyos indicadores fueron operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida, estabilidad estructural, periodo fundamental.

La **población** se definió como el conjunto completo de elementos o individuos que comparten una característica específica y son objeto de estudio en una investigación. Esta característica puede variar según el contexto de la investigación y puede incluir personas, objetos, eventos, organizaciones u otros elementos que posean atributos comunes y estén delimitados por ciertos criterios de inclusión (PANTOJA, y otros, 2022, pág. 166). La población de la investigación comprendió todas las estructuras y componentes constructivos del Centro de Convenciones Sullana en Piura que es susceptible a la acción de fuerzas sísmicas. **La muestra** se definió como una porción representativa y seleccionada de una población más grande que se estudia en una investigación (PANTOJA, y otros, 2022, pág. 1). La muestra de estudio, en este caso, coincidió con la población de interés, la cual está representada por el Centro de

Convenciones Sullana, la cual es objeto de estudio debido a su vulnerabilidad ante la acción de fuerzas sísmicas. Esto incluye: elementos estructurales del Centro de Convenciones: columnas, vigas, losas, muros de corte, y fundaciones que forman parte integral de la estructura principal; componentes no estructurales como fachada, escaleras, y otros elementos que pueden influir en el comportamiento sísmico; datos geotécnicos y sísmicos de la región: que incluyen características del suelo y perfiles estratigráficos de la ubicación del centro de convenciones; registros históricos de sismicidad de la región de Piura que proporcionan información sobre la frecuencia e intensidad de los eventos sísmicos; documentación técnica y diseños estructurales como planos estructurales, informes de ingeniería y especificaciones técnicas del Centro de Convenciones; registros de modificaciones como reparaciones o refuerzos anteriores realizados en la estructura; normativas de construcción y diseño sismorresistente como la revisión de la legislación vigente en Perú relativa al diseño y construcción sismorresistente que es aplicable al Centro de Convenciones Sullana. **El método de muestreo** empleado fue no probabilístico por conveniencia, debido a la complejidad para acceder a los bienes municipales, ya sea por restricciones logísticas, administrativas o de otro tipo, lo que impulsa la adopción de un enfoque de muestreo que permita realizar la investigación de manera efectiva dentro de los límites de disponibilidad de recursos y tiempo, de manera que aunque la representatividad estadística de la muestra no está garantizada, el muestreo se justifica por la necesidad de obtener datos y perspectivas relevantes en un contexto donde el acceso a la población completa de interés es limitado o difícil de lograr. La unidad de análisis fue todos los elementos estructurales del centro de convenciones lo que incluye: columnas, vigas, losas, muros de corte y fundaciones que forman parte integral de la estructura principal; así mismo todos los elementos no estructurales lo que incluyó: fachadas, escaleras y otros elementos que pueden influir en el comportamiento sísmico, los datos geotécnicos y sísmicos del terreno; los registros históricos de sismicidad, referida a la información sobre la frecuencia e intensidad de los eventos sísmicos en la región de Piura. Adicionalmente toda documentación técnica y diseños estructurales lo que incluye el expediente técnico, planos estructurales, informes de ingeniería y especificaciones técnicas

del Centro de Convenciones. Registros de modificaciones, reparaciones o refuerzos anteriores realizados en la estructura y la revisión de las normativas vigentes en Perú relativas al diseño y construcción sismorresistente aplicables al Centro de Convenciones Sullana. Los criterios de exclusión fueron, cualquier estructura o componente que no forme parte del Centro de Convenciones Sullana. Elementos decorativos o estéticos que no influyen en la integridad estructural durante un evento sísmico, elementos constructivos o datos geotécnicos y sísmicos sin registros adecuados o con información incompleta. Cualquier modificación, reparación o refuerzo que no tenga una documentación oficial o técnica que la respalde, así como revisión y aplicación de normativas que ya no estén vigentes o aplicables en el contexto actual del Perú.

Técnicas e instrumento de recolección de datos: fueron la observación y el análisis documental. La técnica de **observación científica** desempeña un papel fundamental en esta investigación, donde actúa como el mecanismo principal para la adquisición de datos empíricos y la evaluación objetiva de las condiciones actuales del Centro de Convenciones de Sullana, centrándose en el examen minucioso y sistemático de las características estructurales y materiales del edificio, incluyendo su configuración geométrica, los componentes constructivos y cualquier manifestación de deterioro o daño previo que pueda afectar su comportamiento ante cargas sísmicas (GAVIDIA, 2022, pág. 1). La observación se llevó a cabo a través de una serie de métodos estandarizados: **Inspección visual detallada**, consistió en un examen visual exhaustivo de todos los elementos estructurales, como cimientos, columnas, vigas y losas, para identificar cualquier signo visible de daño, tales como fisuras, deformaciones, o corro de materiales. Esta inspección se documentó meticulosamente a través de los registros fotográficos y esquemáticos que capturan las condiciones existentes. **Pruebas de esclerometría** (norma ASTM C805), se empleó esta técnica no destructiva para evaluar la resistencia y la calidad del concreto in situ; de manera que se mide la dureza superficial del concreto mediante el rebote de un impacto, lo cual proporcionó datos valiosos sobre la integridad y uniformidad del material, fundamentales para entender la capacidad de la estructura para resistir esfuerzos sísmicos. Luego los datos

recogidos se sometieron a un procesamiento meticuloso para traducir las observaciones crudas en información analítica que se correlaciona con los criterios de diseño sísmico y las predicciones de comportamiento estructural bajo carga sísmica. Los instrumentos empleados en la técnica de observación se diseñaron específicamente para este estudio, destacando la importancia de las fichas de observación o de reporte que facilitan la organización y el análisis posterior de la información. Estas fichas fueron adaptadas para capturar detalles específicos de cada elemento estructural y su condición, asegurando que todos los datos relevantes sean registrados de manera coherente y completa.

Tabla 8. *Ficha de reporte para índice de rebote. (Resistencia del hormigón in situ (ASTM C805))*

DATOS DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL																																																																																														
INFRAESTRUCTURA		Tipo:	UBICACIÓN:																																																																																											
Descripción estructural		N° punto																																																																																												
Miembro estructural																																																																																														
N°	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm ²	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS																																																																																											
1			<table border="1"> <tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> </table>																																																																																											
2																																																																																														
3																																																																																														
4																																																																																														
5																																																																																														
6																																																																																														
7																																																																																														
8																																																																																														
9																																																																																														
10																																																																																														
11																																																																																														
12																																																																																														
13																																																																																														
			Resistencia estimada																																																																																											

	Promedio					
	Resistencia Estimada (Mpa)					
		FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm ²				
	RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO					
	f'c=	kg/cm ²				

Fuente: (CONDORI, y otros, 2022, pág. 35).

El índice de rebote permitió estimar la resistencia a la compresión del hormigón, la cual se utilizará para estimar la capacidad de deformación del hormigón en el análisis Pushover. **La ficha de evaluación**, la cual se utilizó para evaluar y profundizar en diversos aspectos relacionados con los parámetros propuestos por los métodos convencionales para determinar el índice de vulnerabilidad. La ficha facilitó una evaluación estructurada y detallada, asegurando que todos los criterios relevantes sean considerados cuidadosamente. Para llevar a cabo esta evaluación de manera efectiva, se requirieron los siguientes instrumentos y materiales: Flexómetro con una longitud de 5 pies y otro de 50 metros para realizar mediciones precisas de las dimensiones físicas de los elementos estructurales y no estructurales de la edificación. Los planos arquitectónicos y estructurales del edificio fueron esenciales para entender la distribución, el diseño y los componentes estructurales clave que fueron evaluados. Se requirió de utensilios básicos de oficina, como bolígrafos, lápices, reglas, y papel, para tomar notas, realizar cálculos preliminares y esbozar observaciones durante la evaluación. Una cámara de celular para capturar de imágenes lo cual fue fundamental para documentar visualmente las condiciones actuales de la estructura, incluyendo daños o características relevantes para la evaluación de la vulnerabilidad; se utilizó además una computadora portátil, para el registro de datos, análisis de información recopilada, acceso a bases de datos relevantes, y la elaboración del informe final de evaluación. **Validez del instrumento:** La validez de los instrumentos se fundamentó en el uso de un instrumento validado por Larico en 2022, durante su estudio "Evaluación sísmica en la I.E.S Agropecuaria de Chocco"; el cual fue, aprobado tras un riguroso escrutinio mediante juicio de expertos, garantizando la precisión y fiabilidad de los datos recabados, fundamentales para el análisis sísmico aplicado en el contexto

actual. En ese sentido su evaluación se enfocó en asegurar que los instrumentos cubran adecuadamente los aspectos críticos del desempeño sísmico y las características estructurales relevantes para el estudio. Esto quedo registrado en el consenso entre los expertos sobre la pertinencia y exhaustividad de los ítems incluidos en los instrumentos (LARICO, 2022, págs. 35-87).

Tabla 9. *Validez de instrumentos por expertos*

Expertos	Validez
José Samuel Zapana Palomino (CIP N° 156267)	0.92
José L. Lezama Leiva (CIP N° 14061)	0.90
Alfredo Alarcón Atahuachi (CIP N° 71832)	0.95
Índice de validez	0.92

Fuente: (LARICO, 2022, pág. 32).

Tabla 10. *Validación de instrumentos por expertos - 2024*

Expertos	Validez
Ulises Junior Nole Ponce (CIP N° 291666)	0.96
Ángel Enrique González Chávez (CIP N° 291666)	0.94
Félix Sampertegui Silva (CIP N° 95342)	0.95
Índice de validez	0.93

Fuente: Fuente: (LARICO, 2022, pág. 34).

Para corroborar la **confiabilidad del instrumento**, la fiabilidad de los datos obtenidos a través de observaciones en la ficha de reporte para el índice de rebote, se utilizó el coeficiente alfa de Cronbach, aceptando solo valores superiores a 0.75. Esto confirmó la consistencia y fiabilidad de los ítems para análisis futuros. Asimismo, la confiabilidad del estudio dependió del respaldo de profesionales y de un protocolo riguroso en la recolección y análisis de datos, utilizando como fuente primaria el expediente técnico para comparar las normativas E030 de 2016 y 2018. Para ello, se adoptó una metodología precisa para la transcripción y manejo de datos, con verificación cruzada para confirmar su exactitud. El análisis estructural se realizó con simulaciones en ETABS V20.1, bajo las normas ATC-40 para análisis Pushover no lineal, ajustando el modelo estructural según la normativa actual y documentando el proceso para permitir su replicabilidad. Respecto al **procedimiento** en la investigación se comenzó con la creación de un modelo digital detallado del Centro de Convenciones Sullana en ETABS V20.1, siguiendo las especificaciones de las

normativas peruanas NTP E.030 de 2016 y su actualización de 2018, lo cual fue fundamental para simular con precisión la respuesta estructural del edificio frente a diferentes niveles de actividad sísmica, permitiendo una evaluación rigurosa de su comportamiento bajo condiciones críticas. Con el modelo estructural desarrollado, se procedió a realizar un análisis Pushover, el cual fue esencial para determinar la capacidad de la estructura para soportar cargas sísmicas incrementales, identificando así las deformaciones y resistencias máximas antes de alcanzar el fallo. Este paso complementó los métodos convencionales de evaluación sísmica y fue clave para comprender la resistencia intrínseca del edificio a los sismos. Paralelamente, se llevaron a cabo análisis convencionales, incluyendo el análisis modal espectral y el análisis de respuesta sísmica. Estos análisis permitieron contrastar los resultados obtenidos del análisis Pushover con métodos tradicionales, proporcionando una visión integral de la vulnerabilidad sísmica del edificio y destacando áreas potenciales de mejora. A partir de los datos obtenidos, se elaboró la curva de capacidad del Centro de Convenciones, la cual se comparó con el espectro de demanda sísmica para determinar el punto de desempeño sísmico. Esta comparación fue fundamental para establecer el nivel de desempeño de la estructura bajo escenarios sísmicos específicos, guiado por los estándares de la ATC-40 y consideraciones locales específicas de Piura. Por último, se desarrollaron estrategias de mitigación y reforzamiento estructural basadas en el análisis detallado previo, con el propósito de fortalecer la capacidad del Centro de Convenciones para enfrentar futuros sismos, mejorando así su seguridad y reduciendo el riesgo para los ocupantes.

En relación a los métodos de análisis de datos, se inició con la recopilación de datos estructurales y geotécnicos específicos del sitio, seguido de la simulación del comportamiento de la estructura bajo diversas condiciones sísmicas utilizando el análisis Pushover y métodos convencionales. Esto tuvo el propósito de asegurar una comprensión integral de la capacidad de respuesta de la estructura frente a sismos, permitiendo identificar con precisión las debilidades y fortalezas del diseño actual. La interpretación de los resultados se basó en un riguroso análisis estadístico y comparativo de los datos obtenidos,

utilizando tanto software de modelado estructural avanzado como análisis manual para validar los hallazgos. Se prestó especial atención a las normativas internacionales y locales en diseño sísmico, asegurando que el análisis cumpliera con los estándares más exigentes. Las conclusiones derivadas fueron fundamentales para proponer modificaciones o refuerzos estructurales, con el objetivo de mejorar la resiliencia del centro ante eventos sísmicos futuros. Finalmente, se presentaron los datos en tablas y gráficos detallados, facilitando la visualización del desempeño sísmico de la estructura y permitiendo una interpretación clara de los resultados. Esta presentación no solo destacó las áreas críticas que requerían atención, sino que también proporcionó soluciones para mitigar los embates sísmicos.

Aspectos éticos: Desde el punto de vista ético, se adoptó un enfoque holístico que integró plenamente la integridad científica con la responsabilidad social y ambiental. Esto estuvo en consonancia con los estándares éticos de la Universidad César Vallejo y la comunidad científica. Se aseguró que todas las etapas del proceso investigativo, desde la formulación de hipótesis hasta la divulgación de resultados, se rigieran por principios de transparencia, honestidad y respeto mutuo. Para ello, se implementaron medidas rigurosas para proteger los datos sensibles, evitar el plagio y promover un ambiente de colaboración inclusiva y equitativa entre todos los participantes y colaboradores. En el aspecto práctico, la investigación abordó desafíos contemporáneos relacionados con la sostenibilidad y la seguridad en las obras de construcción. Se enfocó en minimizar los impactos ambientales negativos a través de la selección de materiales, técnicas de construcción y metodologías de trabajo que fueran amigables con el medio ambiente y promovieran la seguridad de todos los implicados. Se garantizó no solo el bienestar del equipo de trabajo y la comunidad local durante la fase de investigación, sino también la resiliencia y sostenibilidad a largo plazo de la infraestructura desarrollada.

III RESULTADOS

3.1 ANÁLISIS PREVIOS

Se llevaron a cabo análisis previos esenciales para entender las condiciones iniciales del proyecto y establecer una base sólida para el análisis sísmico. Primero, se identificó la ubicación del proyecto en Sullana, Piura, especificando las coordenadas geográficas, superficie y altitud. Además, se detallaron las condiciones climáticas locales, como la temperatura media anual y la precipitación, aspectos críticos para la construcción y el comportamiento sísmico de la estructura. Se realizó un análisis del suelo mediante estudios granulométricos y de límites de Atterberg para determinar la composición y características del suelo. Estos estudios permitieron evaluar la capacidad de carga y la estabilidad del terreno, factores esenciales para el diseño de cimentaciones adecuadas. Asimismo, se describieron las características geométricas y estructurales del centro de convenciones, incluyendo detalles de vigas, columnas, zapatas y losas, los cuales fueron evaluados para determinar sus dimensiones, capacidades de carga y comportamientos bajo diferentes condiciones de carga. Posteriormente, se efectuaron análisis de deformación y capacidad de soporte del suelo, utilizando métodos como el análisis granulométrico y pruebas de esclerometría del concreto endurecido. Estos análisis proporcionaron información sobre la resistencia y deformabilidad del suelo y los materiales de construcción, vital para el diseño sísmico. Finalmente, se calculó el coeficiente sísmico de la ciudad de Sullana según la normativa peruana, lo que permitió ajustar los diseños estructurales para cumplir con los requisitos sísmicos específicos de la región. Estos análisis previos sirvieron para asegurarse que el diseño y construcción del centro de convenciones fueran adecuados y seguros frente a eventos sísmicos, acorde al propósito de la investigación.

3.1.1 Ubicación del Proyecto

Nombre del Proyecto:

“Evaluación y desempeño sísmico del Centro de Convenciones Sullana, Piura”.

Ubicación Política:

- Departamento: Piura
- Provincia: Sullana
- Distrito: Sullana

Ubicación Geográfica:

- Coordenadas: Latitud 4°53'30" S, Longitud 80°41'12" O
- Superficie: 29.74 km²
- Altitud: 60 m.s.n.m.

Clima:

- Clima árido, con una temperatura media anual de 24°C a 26°C
- Baja precipitación y alta humedad relativa (70-80%)

Se muestra el Centro de Convenciones Sullana, en las figuras 6 y 7.

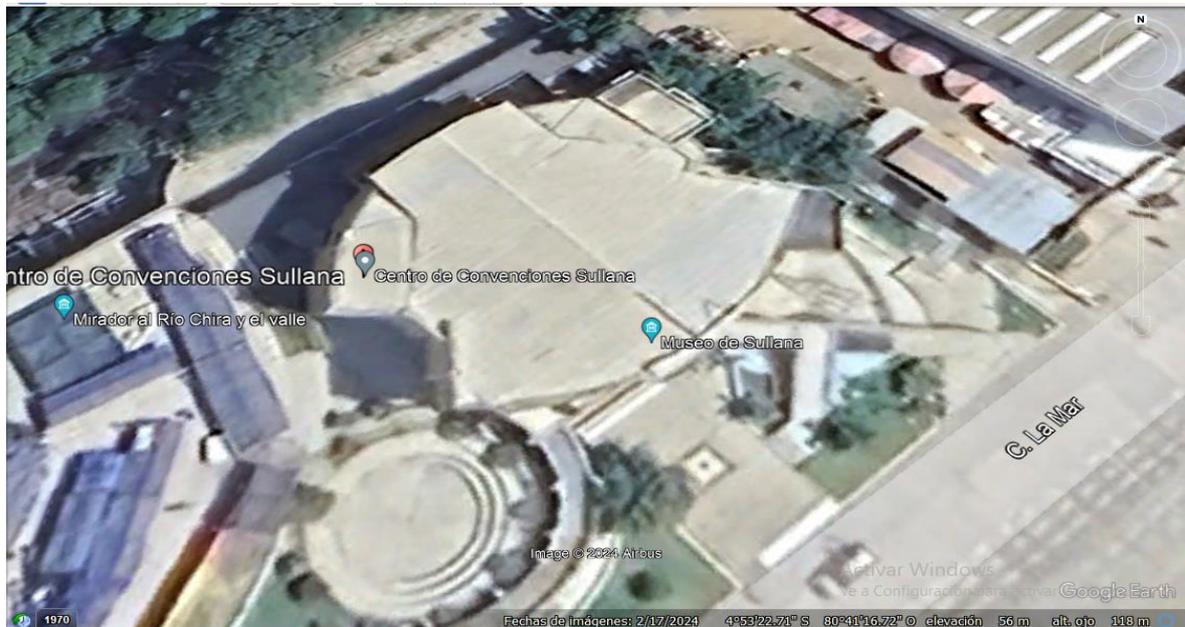


Figura 6: Google Earth. Centro de Convenciones Sullana. [Imagen satelital]. [Fecha de consulta: 10 de mayo de 2024]. Disponible en: <https://earth.google.com>

Fuente: Elaboración propia

En la figura 6 se observa, que el Centro de Convenciones Sullana está estratégicamente ubicado en una zona de fácil acceso, rodeada por importantes puntos de referencia como el Mirador al Río Chira y el Museo de Sullana. Su proximidad a la Calle La Mar asegura una buena conectividad y acceso para los visitantes y la comunidad en general. Se observa además cómo se integra el centro

con su entorno, resaltando su accesibilidad y su importancia como un punto focal para eventos y actividades en la provincia.



Figura 7: Centro de Convenciones Sullana. [Fotografía]. 10 de mayo de 2024

Fuente: Elaboración propia

La figura 7, muestra una vista frontal del Centro de Convenciones Sullana, ubicado en Sullana, Piura. Incluye varios puntos de referencia importantes como el Mirador al Río Chira y el Museo de Sullana, lo que proporciona un contexto geográfico de la investigación. La de captura indicada de 10 de mayo de 2024 y una elevación de 56 metros.

UBICACIÓN DEL CENTRO DE CONVENCIONES

Coordenadas y vértices

En esta sección se presentan las coordenadas UTM y las distancias entre los vértices. Como se muestra en las tablas 11 y 12.

Tabla 11: *Coordenadas UTM de los vértices del terreno. (Datos extraídos de los planos del Centro de Convenciones).*

Vértice	Este (X)	Norte (Y)	Distancia al Siguiete Vértice	Ángulo Interno
A	534858.2253	9459928.1004	56.80 m	89° 10' 38"
B	534896.2930	9459885.9449	99.55 m	88° 44' 54"

C	534820.9697	9459820.8557	44.95 m	89° 11' 6"
D	534792.0665	9459855.2811	23.90 m	92° 9' 59"
E	534809.7766	9459871.3299	4.85 m	88° 13' 25"
F	534812.9204	9459867.6368	2.85 m	269° 24' 25"
G	534815.1096	9459869.4616	13.60 m	272° 14' 27"
H	534805.9998	9459879.5598	71.30 m	90° 51' 5"

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 11 muestra las coordenadas UTM de los vértices del terreno del Centro de Convenciones de Sullana. En el vértice A se encuentra en las coordenadas 534858.2253 E y 9459928.1004 N, a 56.80 metros del vértice B, que está en 534896.2930 E y 9459885.9449 N, con un ángulo interno de 89° 10' 38". El vértice C, a 99.55 metros del vértice B, tiene coordenadas 534820.9697 E y 9459820.8557 N, con un ángulo de 88° 44' 54". El vértice D, en 534792.0665 E y 9459855.2811 N, está a 44.95 metros del vértice C y forma un ángulo de 89° 11' 6". El vértice E, en 534809.7766 E y 9459871.3299 N, está a 23.90 metros del vértice D, con un ángulo de 92° 9' 59". El vértice F, en 534812.9204 E y 9459867.6368 N, se encuentra a 4.85 metros del vértice E, formando un ángulo de 88° 13' 25". El vértice G, en 534815.1096 E y 9459869.4616 N, está a 2.85 metros del vértice F, con un ángulo de 269° 24' 25". Finalmente, el vértice H, en 534805.9998 E y 9459879.5598 N, está a 13.60 metros del vértice G y forma un ángulo de 272° 14' 27", cerrando el perímetro del terreno con un ángulo de 90° 51' 5".

Área: El terreno poligonal tiene un perímetro de 317.80 metros y un área total de 5185.00 m².

Entorno del proyecto

Linderos y colindancias:

Norte: Plaza de Armas, un área pública central de la ciudad, que proporciona una referencia importante y accesibilidad al proyecto.

Sur: Predio rústico inscrito con ficha N° 016931, terrenos de uso agrícola o sin desarrollar.

Este: Pasaje El Mirador y viviendas, indicando una zona residencial adyacente.

Oeste: Municipalidad e Iglesia Matriz, indicando la proximidad a edificios gubernamentales y religiosos.

Tabla 12: *Detalles de elevaciones y niveles del proyecto. (Datos extraídos de los planos del Centro de Convenciones)*

Punto de Referencia	Elevación (N.P.T)
Auditorio Wallac	+7.00 m
Foyer	+7.00 m
Pasillo	+7.00 m
Escenario	+1.53 m
Ingreso Principal	+/-0.00 m
Administración	+/-0.00 m
Sala de Ensayo 02	+5.25 m
Cámara de Damas	+7.00 m
SS. HH Damas	+6.60 m
Biblioteca Virtual	-3.70 m
Fosa Orquestal	-0.90 m

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 12, se observa que el terreno tiene una topografía variada, por lo que requirió trabajos de nivelación y preparación del sitio antes de la construcción. La elevación más alta se encuentra en el auditorio y el foyer (+7.00 m), mientras que la elevación más baja está en la fosa orquestal (-0.90 m), lo que implica un rango de elevación de aproximadamente 7.90 m.

4.1.2. Estructuras del centro de convenciones de Sullana

En este ítem se proporciona un análisis detallado de los componentes estructurales clave del edificio, basándose en datos extraídos de los planos del proyecto. Este análisis incluye información sobre las vigas, columnas, losas y zapatas, detallando sus dimensiones, cantidades, y especificaciones técnicas. Como se muestran en las tablas 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26 y 27.

4.1.2.1. Detalles de componentes estructurales

Tabla 13: *Detalle de vigas sótano del Centro de Convenciones. (Datos extraídos de los planos del Centro de Convenciones).*

Viga	Dimensiones (m)	Cantidad
------	-----------------	----------

VS-01	0.25 x 0.60	8
VS-02	0.25 x 0.50	6
VS-03	0.20 x 0.60	4
VS-04	0.20 x 0.50	6
VS-05	0.15 x 0.50	10

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 13 muestra que las vigas VS-01 tienen dimensiones de 0.25 metros por 0.60 metros y se construyeron en ocho tramos. Las vigas VS-02, que miden 0.25 metros por 0.50 metros, se utilizaron en seis tramos. Las vigas VS-03, con dimensiones de 0.20 metros por 0.60 metros, se emplearon en cuatro tramos. Las vigas VS-04, con dimensiones de 0.20 metros por 0.50 metros, también se utilizaron en seis tramos. Finalmente, las vigas VS-05, que miden 0.15 metros por 0.50 metros, se emplearon en diez tramos.

Tabla 14: *Detalle de vigas del Centro de Convenciones primer nivel. (Datos extraídos de los planos del Centro de Convenciones).*

Viga	Dimensiones (m)	Cantidad
V1-01	0.25 x 0.60	14
V1-02	0.25 x 0.50	12
V1-03	0.20 x 0.60	8
V1-04	0.20 x 0.50	10
V1-05	0.15 x 0.50	16

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 14 muestra que la viga V1-01, que mide 0.25 metros por 0.60 metros y se empleó en catorce tramos. Las vigas V1-02, con dimensiones de 0.25 metros por 0.50 metros, se utilizaron en doce tramos. Las vigas V1-03, que miden 0.20 metros por 0.60 metros, se emplearon en ocho tramos. Las vigas V1-04, con dimensiones de 0.20 metros por 0.50 metros, se utilizaron en diez tramos. Finalmente, las vigas V1-05, con dimensiones de 0.15 metros por 0.50 metros, se emplearon en dieciséis tramos.

Tabla 15: *Detalle de vigas del Centro de Convenciones segundo nivel. (Datos extraídos de los planos del Centro de Convenciones).*

Viga	Dimensiones (m)	Cantidad
V2-01	0.25 x 0.60	10
V2-02	0.25 x 0.50	8
V2-03	0.20 x 0.60	6
V2-04	0.20 x 0.50	8
V2-05	0.15 x 0.50	12

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 15, muestra que la viga V2-01, con dimensiones de 0.25 metros por 0.60 metros, se empleó en diez tramos. Las vigas V2-02, que miden 0.25 metros por 0.50 metros, tienen ocho tramos. Las vigas V2-03, con dimensiones de 0.20 metros por 0.60 metros, fueron utilizadas en seis tramos. Las vigas V2-04, que miden 0.20 metros por 0.50 metros, se emplearon en ocho tramos. Finalmente, las vigas V2-05, con dimensiones de 0.15 metros por 0.50 metros, se utilizaron en doce tramos.

Tabla 16. *Detalle de vigas del Centro de Convenciones tercer nivel. (Datos extraídos de los planos del Centro de Convenciones).*

Viga	Dimensiones (m)	Cantidad
V3-01	0.25 x 0.60	6
V3-02	0.25 x 0.50	4
V3-03	0.20 x 0.60	4
V3-04	0.20 x 0.50	6
V3-05	0.15 x 0.50	8

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 16 muestra, que la viga V3-01, con dimensiones de 0.25 metros por 0.60 metros, se empleó en seis tramos. Las vigas V3-02, que miden 0.25 metros por 0.50 metros, se utilizaron en cuatro tramos. Las vigas V3-03, con dimensiones de 0.20 metros por 0.60 metros, también se emplearon en cuatro tramos. Las vigas V3-04, que miden 0.20 metros por 0.50 metros, se utilizaron en seis tramos. Finalmente, las vigas V3-05, con dimensiones de 0.15 metros por 0.50 metros, se utilizaron en ocho tramos.

Tabla 17. *Detalle de vigas del Centro de Convenciones cuarto nivel. (Datos extraídos de los planos del Centro de Convenciones).*

Viga	Dimensiones (m)	Cantidad
------	-----------------	----------

V4-01	0.25 x 0.60	2
V4-02	0.25 x 0.50	2
V4-03	0.20 x 0.60	2
V4-04	0.20 x 0.50	2
V4-05	0.15 x 0.50	4

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 17, muestra que la viga V4-01, con dimensiones de 0.25 metros por 0.60 metros, se empleó en dos tramos. Las vigas V4-02, que miden 0.25 metros por 0.50 metros, también se utilizaron en dos tramos. Las vigas V4-03, con dimensiones de 0.20 metros por 0.60 metros, se emplearon en dos tramos. Las vigas V4-04, que miden 0.20 metros por 0.50 metros, se utilizaron en dos tramos. Finalmente, las vigas V4-05, con dimensiones de 0.15 metros por 0.50 metros, se utilizaron en cuatro tramos.

Tabla 18. *Detalles de columnas del Centro de Convenciones. (Datos extraídos de los planos del Centro de Convenciones).*

Columna	Tipo de Columna	Dimensiones	Cantidad
C1	Rectangular	0.25 x 0.50 m	1
C2	Cuadrada	0.30 x 0.30 m	1
C3	Circular	Ø 0.50 m	1
C4	Trapezio	0.50 x 0.30 m	1
C5	Circular	Ø 0.70 m	1
C6	Rectangular	0.25 x 0.50 m	1
C7	Cuadrada	0.30 x 0.30 m	1
C8	Rectangular	0.25 x 0.50 m	1
C9	Cuadrada	0.30 x 0.30 m	1
C10	Circular	Ø 0.50 m	1
C11	Trapezio	0.50 x 0.30 m	1
C12	Circular	Ø 0.70 m	1
C13	Rectangular	0.25 x 0.50 m	1
C14	Cuadrada	0.30 x 0.30 m	1
C1	Rectangular	0.25 x 0.50 m	1
C2	Cuadrada	0.30 x 0.30 m	1
C3	Circular	Ø 0.50 m	1
C4	Trapezio	0.50 x 0.30 m	1
C5	Circular	Ø 0.70 m	1

C6	Rectangular	0.25 x 0.50 m	1
C7	Cuadrada	0.30 x 0.30 m	1
C8	Rectangular	0.25 x 0.50 m	1
C9	Cuadrada	0.30 x 0.30 m	1
C10	Circular	Ø 0.50 m	1
C11	Trapezio	0.50 x 0.30 m	1
C12	Circular	Ø 0.70 m	1
C13	Rectangular	0.25 x 0.50 m	1
C14	Cuadrada	0.30 x 0.30 m	1
C1	Rectangular	0.25 x 0.50 m	1
C2	Cuadrada	0.30 x 0.30 m	1
C3	Circular	Ø 0.50 m	1
C4	Trapezio	0.50 x 0.30 m	1
C5	Circular	Ø 0.70 m	1
C6	Rectangular	0.25 x 0.50 m	1
C7	Cuadrada	0.30 x 0.30 m	1
C8	Rectangular	0.25 x 0.50 m	1
C9	Cuadrada	0.30 x 0.30 m	1
C10	Circular	Ø 0.50 m	1
C11	Trapezio	0.50 x 0.30 m	1
C12	Circular	Ø 0.70 m	1
C13	Rectangular	0.25 x 0.50 m	1
C14	Cuadrada	0.30 x 0.30 m	1
C1	Rectangular	0.25 x 0.50 m	1
C2	Cuadrada	0.30 x 0.30 m	1
C3	Circular	Ø 0.50 m	1
C4	Trapezio	0.50 x 0.30 m	1
C5	Circular	Ø 0.70 m	1
C6	Rectangular	0.25 x 0.50 m	1
C7	Cuadrada	0.30 x 0.30 m	1
C8	Rectangular	0.25 x 0.50 m	1
C9	Cuadrada	0.30 x 0.30 m	1
C10	Circular	Ø 0.50 m	1
C11	Trapezio	0.50 x 0.30 m	1
C12	Circular	Ø 0.70 m	1
C13	Rectangular	0.25 x 0.50 m	1
C14	Cuadrada	0.30 x 0.30 m	1

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 18 muestra que las columnas rectangulares, con dimensiones de 0.25 metros por 0.50 metros, se emplearon principalmente como columnas centrales, asegurando la distribución uniforme de las cargas. Las columnas cuadradas, de 0.30 metros por 0.30 metros, se utilizaron en ubicaciones estratégicas como esquinas y puntos de apoyo críticos. Las columnas circulares, con diámetros de \emptyset 0.50 metros y \emptyset 0.70 metros, fueron integradas en áreas donde se requería una mayor resistencia y rigidez, frecuentemente como columnas excéntricas o en ubicaciones centrales donde la estética y la funcionalidad se combinan. Las columnas trapezoidales, con dimensiones de 0.50 metros por 0.30 metros, se utilizaron en configuraciones específicas que requerían adaptabilidad en el diseño estructural.

Tabla 19. *Detalles de placas del Centro de Convenciones. (Datos extraídos de los planos del Centro de Convenciones).*

Placa	Nivel Inicial	Nivel Final	Dimensiones (m)
P-1	Sótano	Primer Nivel	0.20 x 2.50
P-2	Sótano	Segundo Nivel	0.25 x 2.50
P-3	Sótano	Tercer Nivel	0.30 x 2.50
P-4	Sótano	Segundo Nivel	0.20 x 2.00
P-5	Sótano	Primer Nivel	0.25 x 2.00
P-6	Sótano	Tercer Nivel	0.30 x 2.50

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 19 muestra que la placa P-1, con dimensiones de 0.20 metros por 2.50 metros, se extiende desde el sótano hasta el primer nivel. La placa P-2, que mide 0.25 metros por 2.50 metros, va desde el sótano hasta el segundo nivel. La placa P-3, con dimensiones de 0.30 metros por 2.50 metros, se extiende desde el sótano hasta el tercer nivel. La placa P-4, que mide 0.20 metros por 2.00 metros, también va desde el sótano hasta el segundo nivel. La placa P-5, con dimensiones de 0.25 metros por 2.00 metros, se extiende desde el sótano hasta el primer nivel. Finalmente, la placa P-6, que mide 0.30 metros por 2.50 metros, va desde el sótano hasta el tercer nivel.

Tabla 20. *Detalle de la losa Nivel Sótano. (Datos extraídos de los planos del Centro de Convenciones).*

Losa	Tipo	Espesor (m)	Uso Principal
Losa S-01	Maciza	0.20	Piso del sótano
Losa S-02	Aligerada	0.25	Piso de áreas técnicas

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 20 muestra que la losa S-01 es una losa maciza con un espesor de 0.20 metros, cuyo uso principal es servir como piso del sótano. La losa S-02 es una losa aligerada con un espesor de 0.25 metros, destinada principalmente para las áreas técnicas del sótano.

Tabla 21. *Losa aligerada - primer nivel. (Datos extraídos de los planos del Centro de Convenciones).*

Losa	Espesor (m)	Comentarios
Losa 1-01	0.25	Distribución en áreas abiertas

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 21 muestra que la losa 1-01 tiene un espesor de 0.25 metros y está diseñada para la distribución en áreas abiertas, lo que le permite una mejor distribución de las cargas y una mayor eficiencia en el uso del material, aligerando el peso total de la estructura sin comprometer su resistencia.

Tabla 22. *Losa aligerada - segundo nivel. (Datos extraídos de los planos del Centro de Convenciones).*

Losa	Espesor (m)	Comentarios
Losa 2-01	0.25	Uso en salas de conferencia

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 22 muestra que la losa 2-01, utilizada en el segundo nivel del Centro de Convenciones de Sullana, tiene un espesor de 0.25 metros y está diseñada específicamente para su uso en salas de conferencia, lo que le permite una

adecuada distribución de las cargas y una eficiencia en el uso del material, contribuyendo a reducir el peso total de la estructura sin comprometer la resistencia, asegurando la estabilidad y funcionalidad necesarias para los espacios de conferencia.

Tabla 23. *Losa aligerada - tercer nivel. (Datos extraídos de los planos del Centro de Convenciones).*

Losa	Espesor (m)	Comentarios
Losa 3-01	0.25	Áreas de almacenamiento

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 23 muestra que la losa aligerada utilizada en el tercer nivel del Centro de Convenciones de Sullana. La losa 3-01, tiene un espesor de 0.25 metros, está diseñada específicamente para áreas de almacenamiento.

Tabla 24. *Detalle de las zapatas rectangulares (Datos extraídos de los planos del centro de Convenciones).*

Zapata	Dimensiones (m)	Espesor (m)	Profundidad de Cimentación (m)
Z-01	2.00 x 3.00	0.60	1.50
Z-02	2.50 x 3.50	0.60	1.50
Z-03	3.00 x 4.00	0.60	1.80

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 24 muestra que la zapata Z-01 tiene dimensiones de 2.00 metros por 3.00 metros, con un espesor de 0.60 metros y una profundidad de cimentación de 1.50 metros. La zapata Z-02, con dimensiones de 2.50 metros por 3.50 metros, también tiene un espesor de 0.60 metros y una profundidad de cimentación de 1.50 metros. La zapata Z-03, que mide 3.00 metros por 4.00 metros, presenta el mismo espesor de 0.60 metros, pero con una mayor profundidad de cimentación de 1.80 metros.

Tabla 25. *Detalle de las zapatas aisladas. (Datos extraídos de los planos del Centro de Convenciones).*

Zapata	Dimensiones (m)	Espesor (m)	Profundidad de Cimentación (m)
--------	-----------------	-------------	--------------------------------

ZP-01	2.00 x 2.00	0.60	1.20
ZP-02	2.50 x 2.50	0.60	1.20
ZP-03	3.00 x 3.00	0.60	1.50

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 25 muestra que la zapata ZP-01 tiene dimensiones de 2.00 metros por 2.00 metros, con un espesor de 0.60 metros y una profundidad de cimentación de 1.20 metros. La zapata ZP-02, que mide 2.50 metros por 2.50 metros, también tiene un espesor de 0.60 metros y una profundidad de cimentación de 1.20 metros. La zapata ZP-03, con dimensiones de 3.00 metros por 3.00 metros, presenta el mismo espesor de 0.60 metros, pero con una mayor profundidad de cimentación de 1.50 metros. Las zapatas aisladas fueron utilizadas para proporcionar una base sólida y estable en puntos específicos del edificio, adaptándose a las variaciones de las cargas y las condiciones del suelo.

Tabla 26. *Detalle de las zapatas corridas. (Datos extraídos de los planos del Centro de Convenciones).*

Zapata	Dimensiones (m)	Espesor (m)	Profundidad de Cimentación (m)
ZC-01	1.50 x 6.00	0.60	1.50
ZC-02	2.00 x 8.00	0.60	1.80

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 26 muestra que la zapata ZC-01 tiene dimensiones de 1.50 metros por 6.00 metros, con un espesor de 0.60 metros y una profundidad de cimentación de 1.50 metros. La zapata ZC-02, que mide 2.00 metros por 8.00 metros, también tiene un espesor de 0.60 metros, pero una mayor profundidad de cimentación de 1.80 metros. Estas zapatas fueron diseñadas para soportar y distribuir cargas a lo largo de una línea continua, proporcionando estabilidad a los muros o elementos estructurales que soportan, así mismo la diferencia en las dimensiones y profundidades de cimentación permite adaptarse a las variaciones de carga y a las condiciones del suelo en diferentes partes del edificio.

Tabla 27. *Resumen de cargas muertas de losas por nivel*

Nivel	Losa	Tipo	Espesor (m)	Área (m ²)	Peso Específico del Concreto (γc) (kg/m ³)	Peso Específico del Ladrillo (γl) (kg/m ³)	Carga Muerta (kg/m ²)	Carga Total (kg)
Sótano	S-01	Maciza	0.20	800	2400	-	480	384000
Sótano	S-02	Aligerada	0.25	600	2400	800	328	196800
Primer Nivel	1-01	Aligerada	0.25	1000	2400	800	328	328000
Segundo Nivel	2-01	Aligerada	0.25	900	2400	800	328	295200
Tercer Nivel	3-01	Aligerada	0.25	750	2400	800	328	246000

Fuente: Elaboración propia.

3.1.2.1. Cálculo de las cargas muertas

A continuación, se realizó el análisis de las cargas muertas que soportan los diferentes elementos estructurales del Centro de Convenciones de Sullana. El cual fue fundamental para conocer la estabilidad y resistencia de la estructura, que a su vez fue importante para el análisis del desempeño sísmico de la edificación, se desglosó en varias tablas detalladas que cubren diferentes componentes del edificio. Como se muestran en las siguientes tablas 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36 y 37.

Tabla 28. Cálculo de cargas muertas de vigas por nivel

Nivel	Viga	Dimensiones (m)	Longitud Total (m)	Área de la Sección Transversal (m ²)	Carga Muerta (kg/m)	Carga Total (kg)
Sótano	VS-01	0.25 x 0.60	40	0.15	360	14400
Sótano	VS-02	0.25 x 0.50	30	0.125	300	9000
Sótano	VS-03	0.20 x 0.60	20	0.12	288	5760
Sótano	VS-04	0.20 x 0.50	30	0.10	240	7200
Sótano	VS-05	0.15 x 0.50	50	0.075	180	9000

Primer Nivel	V1-01	0.25 x 0.60	50	0.15	360	18000
Primer Nivel	V1-02	0.25 x 0.50	40	0.125	300	12000
Primer Nivel	V1-03	0.20 x 0.60	30	0.12	288	8640
Primer Nivel	V1-04	0.20 x 0.50	40	0.10	240	9600
Primer Nivel	V1-05	0.15 x 0.50	60	0.075	180	10800
Segundo Nivel	V2-01	0.25 x 0.60	40	0.15	360	14400
Segundo Nivel	V2-02	0.25 x 0.50	35	0.125	300	10500
Segundo Nivel	V2-03	0.20 x 0.60	25	0.12	288	7200
Segundo Nivel	V2-04	0.20 x 0.50	30	0.10	240	7200
Segundo Nivel	V2-05	0.15 x 0.50	50	0.075	180	9000
Tercer Nivel	V3-01	0.25 x 0.60	30	0.15	360	10800
Tercer Nivel	V3-02	0.25 x 0.50	25	0.125	300	7500
Tercer Nivel	V3-03	0.20 x 0.60	20	0.12	288	5760
Tercer Nivel	V3-04	0.20 x 0.50	25	0.10	240	6000
Tercer Nivel	V3-05	0.15 x 0.50	40	0.075	180	7200
Cuarto Nivel	V4-01	0.25 x 0.60	20	0.15	360	7200
Cuarto Nivel	V4-02	0.25 x 0.50	15	0.125	300	4500
Cuarto Nivel	V4-03	0.20 x 0.60	10	0.12	288	2880
Cuarto Nivel	V4-04	0.20 x 0.50	15	0.10	240	3600

Cuarto Nivel	V4-05	0.15 x 0.50	30	0.075	180	5400
---------------------	-------	-------------	----	-------	-----	------

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 28 se observa que, en el sótano, las vigas VS-01, con dimensiones de 0.25 metros por 0.60 metros y una longitud total de 40 metros, tienen un área de sección transversal de 0.15 m², resultando en una carga muerta de 360 kg/m y una carga total de 14,400 kg. Las vigas VS-02, con dimensiones de 0.25 metros por 0.50 metros y una longitud de 30 metros, tienen un área de 0.125 m², una carga muerta de 300 kg/m y una carga total de 9,000 kg. Las vigas VS-03, VS-04 y VS-05 siguen un patrón similar, con cargas totales de 5,760 kg, 7,200 kg y 9,000 kg, respectivamente. En el primer nivel, las vigas V1-01, con dimensiones de 0.25 metros por 0.60 metros y una longitud de 50 metros, tienen una carga total de 18,000 kg. Las vigas V1-02, V1-03, V1-04 y V1-05 tienen cargas totales de 12,000 kg, 8,640 kg, 9,600 kg y 10,800 kg, respectivamente, según sus dimensiones y longitudes. El segundo nivel incluye las vigas V2-01, V2-02, V2-03, V2-04 y V2-05, con cargas totales que varían de 7,200 kg a 14,400 kg, dependiendo de sus dimensiones y longitudes. En el tercer nivel, las vigas V3-01, V3-02, V3-03, V3-04 y V3-05 tienen cargas totales de 10,800 kg, 7,500 kg, 5,760 kg, 6,000 kg y 7,200 kg, respectivamente. Finalmente, en el cuarto nivel, las vigas V4-01, V4-02, V4-03, V4-04 y V4-05 tienen cargas totales de 7,200 kg, 4,500 kg, 2,880 kg, 3,600 kg y 5,400 kg, respectivamente.

Tabla 29. *Cálculo de las cargas muertas de las columnas*

Columna	Tipo	Dimensiones (m)	Altura Total (m)	Peso Total (kg)	Área de la Sección (m ²)	Carga Muerta (kg/m)	Carga Muerta (kg/m ²)
C1	Rectangular	0.25 x 0.50	13.87	4161	0.125	300	33288
C2	Cuadrada	0.30 x 0.30	13.87	3001.5	0.09	216.5	33350
C3	Circular	Ø 0.50	13.87	6525.36	0.19635	470	33234
C4	Trapezio	0.50 x 0.30	13.87	4161	0.15	300	27740
C5	Circular	Ø 0.70	13.87	8934.96	0.38485	644	23213

C6	Rectangular	0.25 x 0.50	13.87	4161	0.125	300	33288
C7	Cuadrada	0.30 x 0.30	13.87	3001.5	0.09	216.5	33350
C8	Rectangular	0.25 x 0.50	13.87	4161	0.125	300	33288
C9	Cuadrada	0.30 x 0.30	13.87	3001.5	0.09	216.5	33350
C10	Circular	Ø 0.50	13.87	6525.36	0.19635	470	33234
C11	Trapezio	0.50 x 0.30	13.87	4161	0.15	300	27740
C12	Circular	Ø 0.70	13.87	8934.96	0.38485	644	23213
C13	Rectangular	0.25 x 0.50	13.87	4161	0.125	300	33288
C14	Cuadrada	0.30 x 0.30	13.87	3001.5	0.09	216.5	33350

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 29 se observa que, la columna C1 es rectangular, con dimensiones de 0.25 metros por 0.50 metros, una altura total de 13.87 metros, y un peso total de 4161 kg. El área de la sección transversal es de 0.125 m², lo que resultó en una carga muerta de 300 kg/m y una carga muerta total de 33,288 kg/m². La columna C2 es cuadrada, con dimensiones de 0.30 metros por 0.30 metros, una altura total de 13.87 metros y un peso total de 3001.5 kg. El área de la sección es de 0.09 m², con una carga muerta de 216.5 kg/m y una carga muerta total de 33,350 kg/m². La columna C3 es circular, con un diámetro de 0.50 metros, una altura de 13.87 metros y un peso total de 6525.36 kg. Su área de sección transversal es de 0.19635 m², resultando en una carga muerta de 470 kg/m y una carga muerta total de 33,234 kg/m². La columna C4 es trapezoidal, con dimensiones de 0.50 metros por 0.30 metros, una altura de 13.87 metros y un peso total de 4161 kg. Su área de sección es de 0.15 m², con una carga muerta de 300 kg/m y una carga muerta total de 27,740 kg/m². La columna C5 es circular, con un diámetro de 0.70 metros, una altura de 13.87 metros y un peso total de 8934.96 kg. El área de la sección es de 0.38485 m², con una carga muerta de 644 kg/m y una carga muerta total de 23,213 kg/m². Las columnas C6 a C14 repiten las dimensiones y características de las columnas mencionadas anteriormente, con columnas rectangulares, cuadradas, circulares y trapezoidales con las mismas alturas y pesos totales correspondientes.

Tabla 30. *Cálculo de las cargas muertas de las placas*

Placa	Dimensiones (m)	Altura Total (m)	Volumen Total (m ³)	Peso Total (kg)	Área de la Sección (m ²)	Carga Muerta (kg/m)	Carga Muerta (kg/m ²)
P-1	0.20 x 2.50	4.25	2.125	5100	0.50	1200	10200
P-2	0.25 x 2.50	8.5	5.3125	12750	0.625	1500	20400
P-3	0.30 x 2.50	13.87	10.4025	24966	0.75	1800	33288
P-4	0.20 x 2.00	8.5	3.4	8160	0.40	960	20400
P-5	0.25 x 2.00	4.25	2.125	5100	0.50	1200	10200
P-6	0.30 x 2.50	13.87	10.4025	24966	0.75	1800	33288

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 30 se observa que la placa P-1 tiene dimensiones de 0.20 metros por 2.50 metros, una altura total de 4.25 metros y un volumen total de 2.125 m³. El peso total de la placa fue de 5100 kg, con un área de sección transversal de 0.50 m², resultando en una carga muerta de 1200 kg/m y una carga muerta total de 10,200 kg/m².

La placa P-2, con dimensiones de 0.25 metros por 2.50 metros, tiene una altura total de 8.5 metros y un volumen total de 5.3125 m³. El peso total fue de 12,750 kg, el área de la sección fue de 0.625 m², con una carga muerta de 1500 kg/m y una carga muerta total de 20,400 kg/m². La placa P-3, con dimensiones de 0.30 metros por 2.50 metros, tiene una altura de 13.87 metros y un volumen total de 10.4025 m³. El peso total fue de 24,966 kg, el área de la sección es de 0.75 m², con una carga muerta de 1800 kg/m y una carga muerta total de 33,288 kg/m².

La placa P-4 tiene dimensiones de 0.20 metros por 2.00 metros, una altura total de 8.5 metros y un volumen total de 3.4 m³. El peso total fue de 8160 kg, con un área de la sección de 0.40 m², resultando en una carga muerta de 960 kg/m y una carga muerta total de 20,400 kg/m². La placa P-5, con dimensiones de 0.25 metros por 2.00 metros, tiene una altura de 4.25 metros y un volumen total de 2.125 m³. El peso total fue de 5100 kg, el área de la sección es de 0.50 m², con una carga muerta de 1200 kg/m y una carga muerta total de 10,200 kg/m². Finalmente, la placa P-6, con dimensiones de 0.30 metros por 2.50 metros, tiene una altura de 13.87 metros

y un volumen total de 10.4025 m³. El peso total fue de 24,966 kg, el área de la sección fue de 0.75 m², con una carga muerta de 1800 kg/m y una carga muerta total de 33,288 kg/m².

Tabla 31. Carga muerta total de las zapatas

Zapata	Cantidad	Carga Muerta por Zapata (kg)	Carga Muerta Total (kg)	Carga Muerta por Área (kg/m ²)
Z-01	5	8640	43200	1440
Z-02	4	12600	50400	1440
Z-03	3	17280	51840	1440
ZP-01	10	5760	57600	1440
ZP-02	8	9000	72000	1440
ZP-03	6	12960	77760	1440
ZC-01	7	12960	90720	1440
ZC-02	5	23040	115200	1440

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 31 se observa que se diseñaron cinco zapatas Z-01, cada una con una carga muerta de 8640 kg, resultando en una carga muerta total de 43,200 kg y una carga muerta por área de 1440 kg/m². Se diseñaron cuatro zapatas Z-02, cada una con una carga muerta de 12,600 kg, distribuyendo una carga muerta total de 50,400 kg y una carga muerta por área de 1440 kg/m². Se diseñaron tres zapatas Z-03, cada una con una carga muerta de 17,280 kg, resultando en una carga muerta total de 51,840 kg y una carga muerta por área de 1440 kg/m². Para las zapatas aisladas ZP-01, se diseñaron diez, cada una con una carga muerta de 5760 kg, sumando una carga muerta total de 57,600 kg y una carga muerta por área de 1440 kg/m².

Así mismo, se diseñaron ocho zapatas ZP-02, cada una con una carga muerta de 9000 kg, totalizando una carga muerta de 72,000 kg y una carga muerta por área de 1440 kg/m². Seis zapatas ZP-03, cada una con una carga muerta de 12,960 kg, alcanzan una carga muerta total de 77,760 kg y una carga muerta por área de 1440 kg/m². Para las zapatas corridas ZC-01, se diseñaron siete, cada una con una carga muerta de 12,960 kg, sumando una carga muerta total de 90,720 kg y una carga muerta por área de 1440 kg/m². Además, se diseñaron cinco zapatas ZC-02, cada

una con una carga muerta de 23,040 kg, resultando en una carga muerta total de 115,200 kg y una carga muerta por área de 1440 kg/m².

Tabla 32. *Cálculo de cargas muertas de los muros*

Muro	Nivel	Altura (m)	Espesor (m)	Longitud (m)	Volumen (m ³)	Carga Muerta (kg)	Carga Muerta por Área (kg/m ²)
M-01	Sótano	3.0	0.20	10.0	6.0	14400	480
M-02	Primer Nivel	4.0	0.20	15.0	12.0	28800	480
M-03	Segundo Nivel	4.0	0.20	12.0	9.6	23040	480
M-04	Tercer Nivel	4.0	0.20	10.0	8.0	19200	480
M-05	Cuarto Nivel	4.0	0.20	8.0	6.4	15360	480

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 32 se observa que el muro M-01, ubicado en el sótano, tiene una altura de 3.0 metros, un espesor de 0.20 metros y una longitud de 10.0 metros, resultando en un volumen de 6.0 m³. La carga muerta de este muro fue de 14,400 kg, con una carga muerta por área de 480 kg/m². El muro M-02, en el primer nivel, tiene una altura de 4.0 metros, un espesor de 0.20 metros y una longitud de 15.0 metros, dando un volumen de 12.0 m³. La carga muerta de este muro fue de 28,800 kg, con una carga muerta por área de 480 kg/m². Así mismo el muro M-03, situado en el segundo nivel, tiene una altura de 4.0 metros, un espesor de 0.20 metros y una longitud de 12.0 metros, resultando en un volumen de 9.6 m³. La carga muerta fue de 23,040 kg, con una carga muerta por área de 480 kg/m². El muro M-04, en el tercer nivel, tiene una altura de 4.0 metros, un espesor de 0.20 metros y una longitud de 10.0 metros, con un volumen de 8.0 m³. La carga muerta de este muro fue de 19,200 kg, con una carga muerta por área de 480 kg/m². Además, el muro M-05, en el cuarto nivel, tiene una altura de 4.0 metros, un espesor de 0.20 metros y una longitud de 8.0 metros, dando un volumen de 6.4 m³. La carga muerta de este muro fue de 15,360 kg, con una carga muerta por área de 480 kg/m².

Tabla 33. Cargas unitarias

Elemento	Carga Muerta Total (kg/m ²)	Carga Muerta Total (kg)	Carga Viva Total (kg/m ²)	Carga Viva Total (kg)
Losas	328	1446000	360	1450000
Vigas	336	211680	---	---
Columnas	29326	133968.44	---	---
Placas	17748	94032	---	---
Zapatas	1440	500720	---	---
Muros	480	100800	---	---

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 33 se observa que las losas, presentaron una carga muerta total de 328 kg/m², resultando en una carga muerta total de 1,446,000 kg. La carga viva para las losas fue de 360 kg/m², con una carga viva total de 1,450,000 kg. Esto indica que las losas fueron diseñadas para soportar tanto su propio peso (carga muerta) como el peso adicional de personas, muebles y otros objetos (carga viva). Las vigas presentaron una carga muerta total de 336 kg/m², sumando una carga muerta total de 211,680 kg.

Así mismo las columnas mostraron una carga muerta total de 29,326 kg/m², resultando en una carga muerta total de 133,968.44 kg. Al igual que las vigas, no se especifica una carga viva para las columnas, ya que su función principal es transferir las cargas desde los niveles superiores hacia las zapatas. Las placas tienen una carga muerta total de 17,748 kg/m², sumando una carga muerta total de 94,032 kg. Las zapatas presentan una carga muerta total de 1,440 kg/m², resultando en una carga muerta total de 500,720 kg. Estas zapatas están diseñadas para distribuir las cargas de los elementos estructurales al suelo y los muros tienen una carga muerta total de 480 kg/m², sumando una carga muerta total de 100,800 kg.

Tabla 34. Totales de cargas muertas

Estructura	Carga Muerta Total (kg/m ²)	Carga Muerta Total (kg)
Losas	328	1446000

Vigas	336	211680
Columnas	29326	133968.44
Placas	17748	94032
Zapatas	1440	500720
Muros	480	100800
Carga Muerta Total	48458	2387200

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 34 muestra que, para las losas, la carga muerta total fue de 328 kg/m², resultando en una carga total de 1,446,000 kg. Las vigas tuvieron una carga muerta total de 336 kg/m², sumando una carga total de 211,680 kg. Las columnas presentan una carga muerta total de 29,326 kg/m², con una carga total de 133,968.44 kg. Las placas tuvieron una carga muerta total de 17,748 kg/m², con una carga total de 94,032 kg. Las zapatas mostraron una carga muerta total de 1,440 kg/m², resultando en una carga total de 500,720 kg. Finalmente, los muros tuvieron una carga muerta total de 480 kg/m², sumando una carga total de 100,800 kg.

La carga muerta total combinada de todos los elementos estructurales fue de 48,458 kg/m², resultando en un total de 2,387,200 kg.

Tabla 35. Cálculo de cargas vivas

Nivel	Área (m ²)	Uso	Carga Viva (kg/m ²)	Carga Viva Total (kg)
Sótano	800	Áreas técnicas y servicios	200	160000
Primer Nivel	1000	Áreas de reuniones y convenciones	500	500000
Segundo Nivel	900	Áreas de reuniones y convenciones	500	450000
Tercer Nivel	750	Áreas de almacenamiento	300	225000
Cuarto Nivel	500	Oficinas	250	125000

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla se observa que el sótano, que abarca un área de 800 m² destinada a áreas técnicas y servicios, presentó una carga viva de 200 kg/m², resultando en una carga viva total de 160,000 kg. En el primer nivel, con un área de 1000 m² destinada a áreas de reuniones y convenciones, la carga viva fue de 500 kg/m², lo que da una carga viva total de 500,000 kg. En el segundo nivel, también destinado a áreas de reuniones y convenciones, pero con un área de 900 m², la carga viva sigue siendo de 500 kg/m², resultando en una carga viva total de 450,000 kg. Así mismo el tercer nivel, con un área de 750 m² destinada a áreas de almacenamiento, tiene una carga viva de 300 kg/m², resultando en una carga viva total de 225,000 kg. Además, el cuarto nivel, con un área de 500 m² destinada a oficinas, presentó una carga viva de 250 kg/m², sumando una carga viva total de 125,000 kg.

Tabla 36. *Carga unitaria total*

Tipo de Carga	Carga Total (kg)	Área Total (m ²)	Carga Unitaria Total (kg/m ²)	Carga Unitaria Total (kg/cm ²)
Carga Muerta	2387200.44	4550	524.77	0.052477 kg/cm ²
Carga Viva	1450000	4550	318.68	0.031868 kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 36 muestra que la carga muerta total fue de 2,387,200.44 kg, distribuidos sobre un área de 4550 m². Esto resulta en una carga unitaria total de 524.77 kg/m², lo que equivale a 0.052477 kg/cm². Para la carga viva, el total fue de 1,450,000 kg, también distribuidos sobre el área de 4550 m². Esto da como resultado una carga unitaria total de 318.68 kg/m², equivalente a 0.031868 kg/cm².

Tabla 37. *Carga de Servicio con factor de carga según E.020*

Tipo de Carga	Carga Total (kg)	Carga Unitaria Total (kg/cm ²)	Factor de Carga	Carga de Servicio (kg/cm ²)
Carga Muerta	2387200.44	0.052477	1.2	0.06297
Carga Viva	1450000	0.031868	1.5	0.04780

TOTAL	3837200.44			0.11077
--------------	------------	--	--	---------

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 37 se observa que la carga muerta presentó un total de 2,387,200.44 kg, con una carga unitaria de 0.052477 kg/cm². Al aplicar un factor de carga de 1.2, se obtuvo una carga de servicio resultante de 0.06297 kg/cm². Este ajuste incrementa la carga unitaria, proporcionando un margen de seguridad adicional. Para la carga viva, el total fue de 1,450,000 kg, con una carga unitaria de 0.031868 kg/cm². Al aplicar un factor de carga de 1.5, la carga de servicio resultante fue de 0.04780 kg/cm². Este factor más alto para las cargas vivas refleja la mayor variabilidad y la necesidad de un diseño estructural más seguro.

Sumando ambas cargas, el total es de 3,837,200.44 kg, resultando en una carga de servicio combinada de 0.11077 kg/cm². Esta combinación asegura que la estructura del Centro de Convenciones pueda soportar adecuadamente tanto las cargas permanentes como las temporales, conforme a los factores de seguridad establecidos en la norma E020. Siendo esencial para comparar con la capacidad de carga del suelo, lo que permitirá conocer si la estructura presenta la estabilidad y resistencia necesarias para su funcionamiento seguro y eficiente.

4.1.3. Análisis Granulométrico:

Este análisis evaluó la distribución de tamaños de las partículas del suelo utilizando tamices ASTM, determinando la proporción de partículas finas, medias y gruesas. Fue importante porque la distribución granulométrica afecta el comportamiento del suelo bajo cargas estáticas y dinámicas, su capacidad de soporte y la estabilidad durante eventos sísmicos. Un suelo bien gradado ofrece mejores propiedades de compactación y resistencia a la licuefacción, lo que es fundamental para diseñar cimentaciones seguras y efectivas, además la determinación de los límites líquido y plástico del suelo, así como la relación entre humedad y densidad seca, complementan el análisis, proporcionando una comprensión integral de la plasticidad y el comportamiento del suelo bajo carga. Como se muestra en las figuras 8, 9, 10, 11 y 12; y sus respectivas muestras en las tablas 38 y 39.

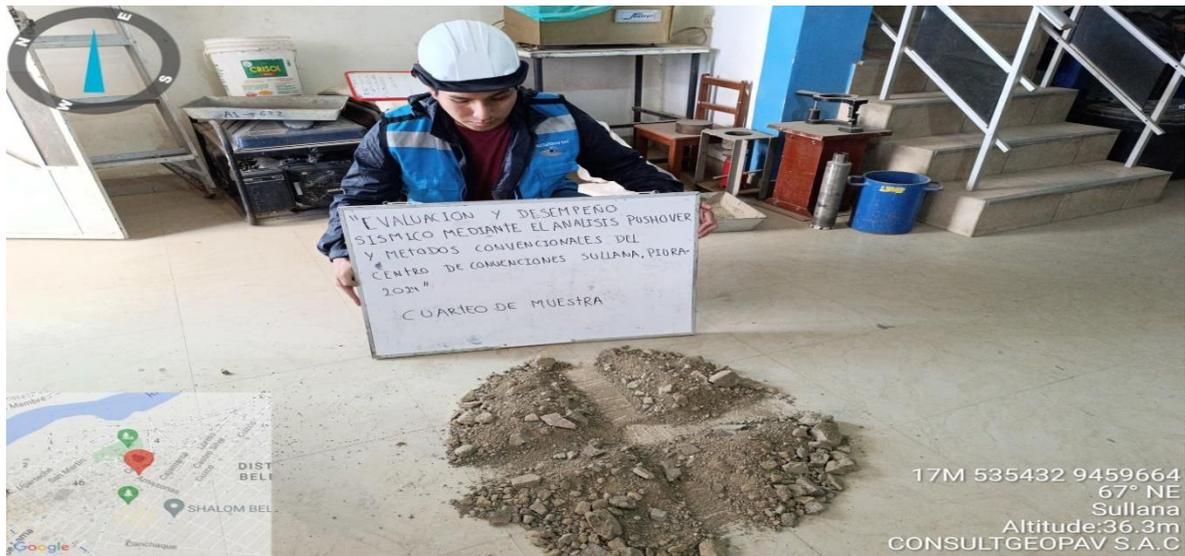


Figura 8: cuarteo de muestra

Fuente: Elaboración propia

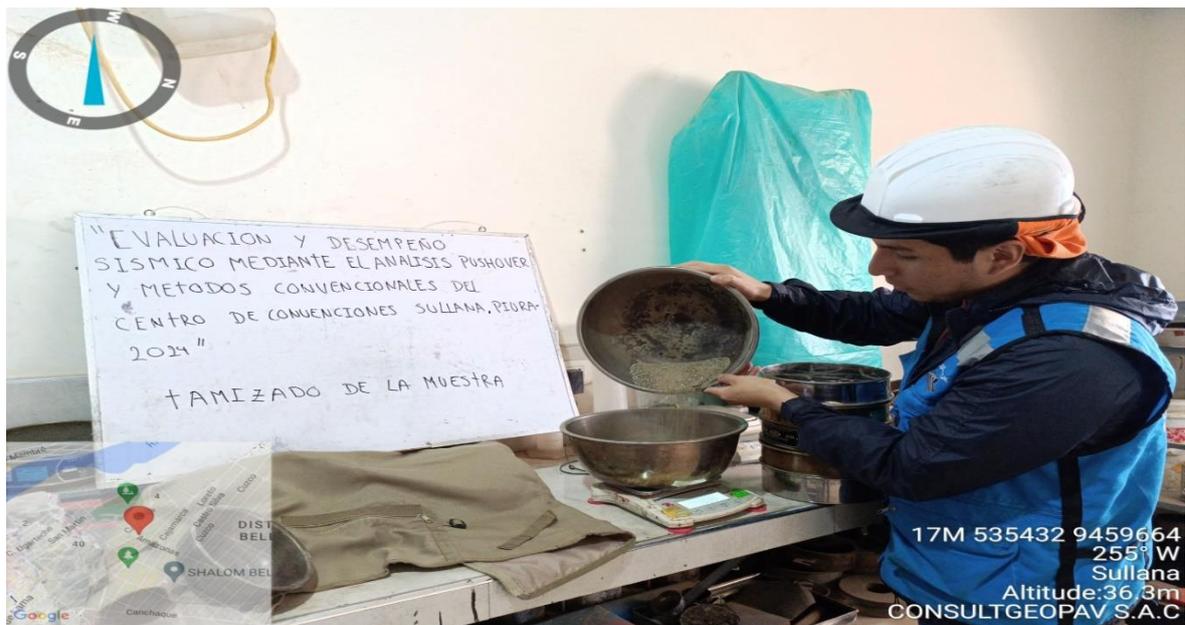


Figura 9: Tamizado de la muestra -01

Fuente: Elaboración propia

Tabla 38. Muestra 1 (calicata 1)

Tamiz ASTM	Abertura (mm)	Peso Retenido (g)	Porcentaje Retenido (%)	Porcentaje Acumulado que Pasa (%)
4"	101.6	0.0	0.0	100.0
3"	76.2	0.0	0.0	100.0

2"	50.8	0.0	0.0	100.0
1.5"	38.1	0.0	0.0	100.0
1"	25.4	965.0	13.8	86.2
3/4"	19.0	400.0	5.7	80.5
1/2"	12.7	95.0	1.4	79.1
3/8"	9.5	695.0	9.9	69.2
No. 4	4.75	891.0	12.7	56.5
No. 8	2.36	45.5	5.1	51.3
No. 16	1.19	36.8	4.2	47.2
No. 30	0.595	53.8	6.1	41.1
No. 50	0.297	114.0	12.9	18.5
No. 200	0.075	154.8	17.5	0.0

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 38 muestra que, las partículas no retenidas en los tamices más grandes, de 4" a 1.5", indican que el suelo no contiene partículas de gran tamaño en esas fracciones. A partir del tamiz de 1" (25.4 mm), el 13.8% del suelo fue retenido, con un 86.2% pasando por este tamiz. Conforme se reduce el tamaño de la abertura del tamiz, diferentes fracciones del suelo son retenidas: el 5.7% en el tamiz de 3/4", el 1.4% en el de 1/2", el 9.9% en el de 3/8", y el 12.7% en el tamiz No. 4 (4.75 mm). El porcentaje acumulado que pasa disminuye progresivamente, llegando al 0% en el tamiz No. 200 (0.075 mm), que retuvo el 17.5% de las partículas. Estos resultados evidenciaron una mezcla de partículas de distintos tamaños, con una significativa cantidad de partículas finas, lo cual fue fundamental para evaluar la capacidad, permeabilidad y comportamiento del suelo bajo carga, aspectos fundamentales para el diseño sismorresistente de la estructura del Centro de convenciones.



Figura 10: Tamizado de la muestra – 02

Fuente: elaboración propia

La imagen responde a la fase de análisis de muestras de materiales en laboratorio, realizada como parte de la investigación titulada 'Evaluación y desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del Centro de Convenciones Sullana, Piura - 2024', siendo ejecutado por Consultgeopav S.A.C., localizado en Sullana a una altitud de 36.3 metros sobre el nivel del mar.

Tabla 39. Muestra 2 (calicata 2)

Tamiz ASTM	Abertura (mm)	Peso Retenido (g)	Porcentaje Retenido (%)	Porcentaje Acumulado que Pasa (%)
4"	101.6	0.0	0.0	100.0
3"	76.2	0.0	0.0	100.0
2"	50.8	0.0	0.0	100.0
1.5"	38.1	0.0	0.0	100.0
1"	25.4	1001.0	10.5	89.5
3/4"	19.0	487.0	5.1	84.5
1/2"	12.7	110.3	1.2	83.3
3/8"	9.5	865.0	9.0	74.3
No. 4	4.75	1031.0	10.8	63.5
No. 8	2.36	77.8	4.0	59.5
No. 16	1.19	58.9	3.2	56.3

No. 30	0.595	68.5	3.5	52.8
No. 50	0.297	121.5	6.4	46.4
No. 200	0.075	175.3	9.0	37.4

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 39 muestra que, en los tamices más grandes, de 4" a 1.5", no se retuvieron partículas, indicando la ausencia de partículas de gran tamaño. A partir del tamiz de 1" (25.4 mm), el 10.5% del suelo fue retenido, dejando un 89.5% de partículas que pasaron por este tamiz. A medida que disminuyó el tamaño de la abertura de los tamices, se retienen diferentes fracciones de suelo: el 5.1% en el tamiz de 3/4", el 1.2% en el de 1/2", el 9.0% en el de 3/8", y el 10.8% en el tamiz No. 4 (4.75 mm). El porcentaje acumulado que pasa disminuye conforme el tamaño de las partículas se hace más pequeño, alcanzando el 0% en el tamiz No. 200 (0.075 mm), que retiene el 9.0% de las partículas. Estos resultados muestran una distribución granulométrica variada, con una notable cantidad de partículas finas, lo cual fue útil para evaluar las propiedades mecánicas del suelo, como su capacidad de soporte, compactibilidad y comportamiento bajo cargas sísmicas.

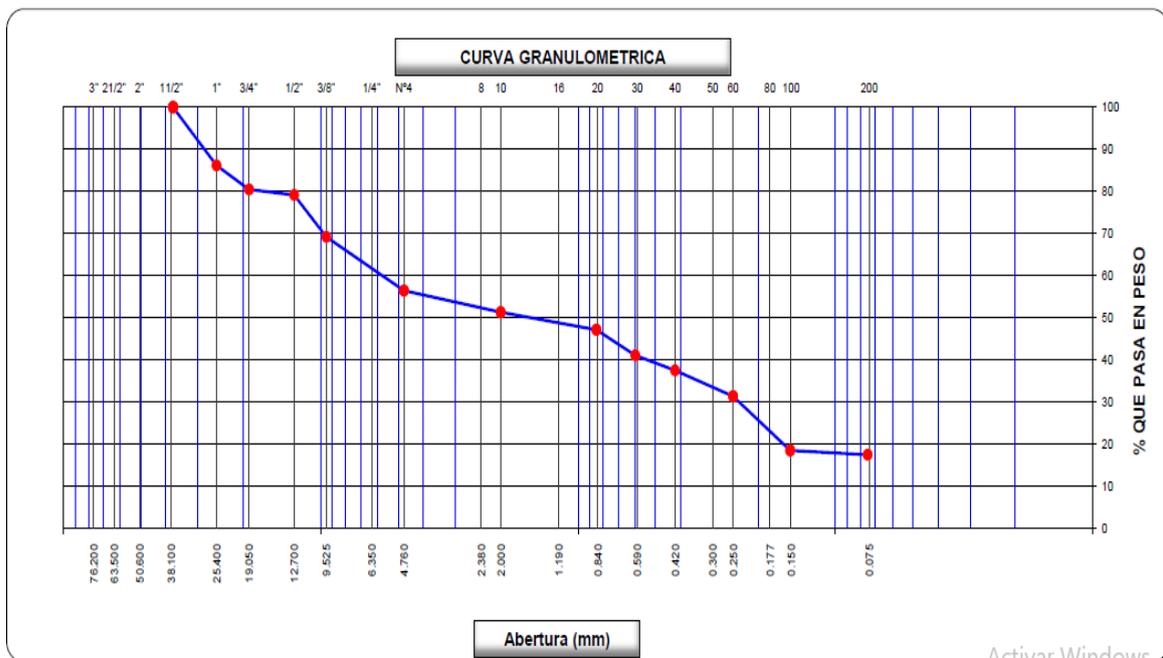


Figura 11: Curva granulométrica calicata 1

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 11 la curva indica que el suelo tuvo una mezcla de tamaños de partículas, con una significativa proporción de partículas finas, ya que el porcentaje que pasa disminuye considerablemente a través de los tamices más pequeños, hasta llegar al tamiz No. 200, donde el 17.5% del suelo fue retenido. Así mismo la presencia de una cantidad considerable de partículas finas evidencia que el suelo presentaba características cohesivas. Este tipo de suelo puede tener buena capacidad de soporte si está bien compactado, pero también puede ser susceptible a problemas como la licuefacción durante eventos sísmicos, lo que podría comprometer la estabilidad de la estructura si no se maneja adecuadamente.

Por ello para determinar si el suelo es adecuado para la construcción, fue esencial considerar no solo la granulometría, sino también otros factores como la capacidad portante, el asentamiento, y la susceptibilidad a la licuefacción, que posteriormente se realizaron.

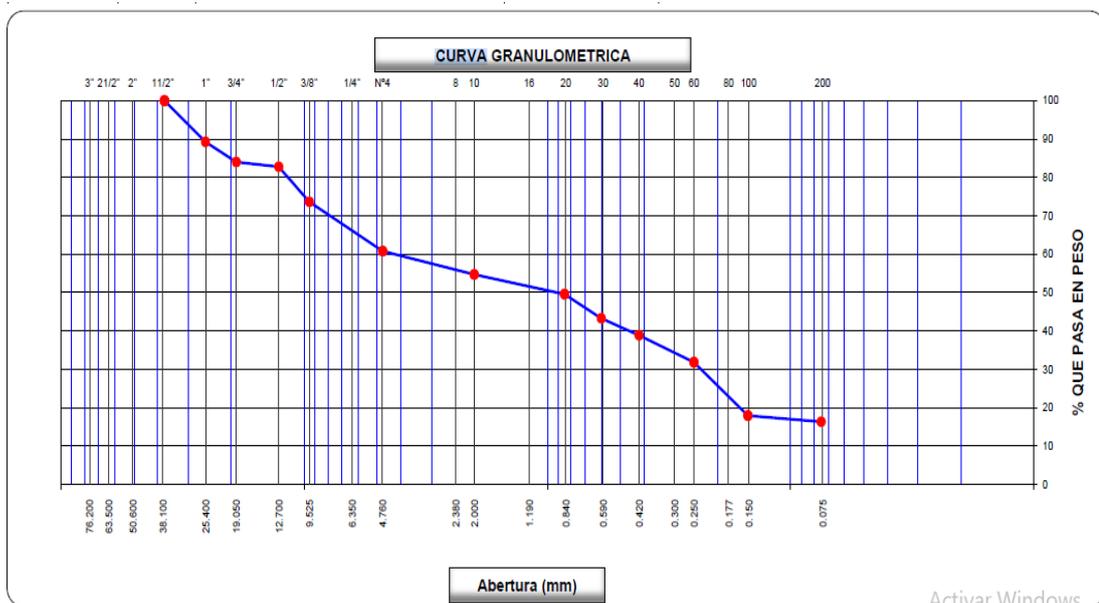


Figura 12: curva granulométrica calicata 2

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 12, se observa que, al inicio, el 100% del suelo pasa por los tamices más grandes (4", 3", 2", y 1.5"), lo que indica la ausencia de partículas grandes en estas fracciones. A partir del tamiz de 1" (25.4 mm), aproximadamente el 89.5% del suelo pasa, lo que significa que el 10.5% de las partículas es retenido. Conforme

disminuye el tamaño de los tamices, se observa una disminución en el porcentaje de partículas que pasan: 84.5% en el tamiz de 3/4", 83.3% en el de 1/2", 74.3% en el de 3/8", y 63.5% en el tamiz No. 4 (4.75 mm). A medida que se pasa por tamices aún más finos, la curva sigue descendiendo, indicando una proporción creciente de partículas más pequeñas: 59.5% en el tamiz No. 8 (2.36 mm), 52.8% en el tamiz No. 30 (0.595 mm), y 46.4% en el tamiz No. 50 (0.297 mm). Finalmente, en el tamiz No. 200 (0.075 mm), el 37.4% de las partículas pasa, lo que indica que el 9.0% es retenido en este tamiz.

Estos resultados muestran que el suelo de la calicata 2 tuvo una distribución variada de tamaños de partículas, con una significativa cantidad de partículas finas, lo que evidencia que el suelo presentó características cohesivas, lo cual es favorable para la capacidad de soporte si el suelo está bien compactado. Sin embargo, también puede indicar susceptibilidad a problemas como la licuefacción durante eventos sísmicos, que podría comprometer la estabilidad de la estructura.

Límites de Atterberg:

Se determinaron los límites líquido y plástico del suelo para evaluar su plasticidad y comportamiento bajo carga. Como se muestra en las figuras 13, 14 y 15; y en las tablas 40 y 41.



Figura13: ensayo Limite de Attenberg

Fuente: elaboración propia

La imagen responde a la fase de ensayo de límites de Atterberg en laboratorio, realizada como parte de la investigación. El trabajo fue ejecutado por Consultgeopav S.A.C.

Tabla 40. Límites líquido y plástico del suelo. (datos extraídos del estudio de mecánica de suelos realizado por CONSULTGEOPOAV.SAC.2024)

Descripción	Masa de la tara (g)	Masa muestra húmeda + tara (g)	Masa muestra seca + tara (g)	Masa muestra húmeda (g)	Masa muestra seca (g)	Masa del agua (g)	Contenido de humedad (%)	Número de golpes	Límite Líquido
Tara 1	5.01	19.50	16.22	14.49	11.21	3.28	29.26	15	27
Tara 2	4.77	19.30	16.14	14.53	11.37	3.16	27.79	23	27

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 40, se observa que en la Tara 1, la masa de la tara fue 5.01 g, la masa de la muestra húmeda más la tara fue 19.50 g, y la masa de la muestra seca más la tara es 16.22 g. Esto da una masa de la muestra húmeda de 14.49 g y una masa de la muestra seca de 11.21 g, resultando en una masa de agua de 3.28 g y un contenido de humedad del 29.26%. El número de golpes requerido para alcanzar el límite líquido fue 15, y el valor del límite líquido es 27. En la Tara 2, la masa de la tara es 4.77 g, la masa de la muestra húmeda más la tara es 19.30 g, y la masa de la muestra seca más la tara es 16.14 g. Esto da una masa de la muestra húmeda de 14.53 g y una masa de la muestra seca de 11.37 g, resultando en una masa de agua de 3.16 g y un contenido de humedad del 27.79%. El número de golpes requerido para alcanzar el límite líquido fue 23, y el valor del límite líquido es 27. Estos resultados muestran que el suelo tiene una plasticidad moderada, lo que implica que puede deformarse significativamente antes de alcanzar su punto de ruptura. Lo que fue indicativo de un suelo que puede adaptarse bien a cargas dinámicas, como las producidas por movimientos sísmicos, ya que tiene la capacidad de deformarse y redistribuir tensiones sin fallar abruptamente.



Figura 14: Contenido de humedad

Fuente: Elaboración propia

La imagen responde a la fase de ensayo de contenido de humedad en laboratorio, realizada como parte de la investigación. El trabajo fue ejecutado por Consultgeopav S.A.C.

Tabla 41. Relación humedad - densidad seca. (Datos extraídos del estudio de mecánica de suelos realizado por CONSULTGEOPAV. SAC. 2024).

Parámetro	Valor	Unidad
Densidad Máxima Seca	1.998	g/cm ³
Humedad Óptima	7.7	%
Densidad Máxima Seca Corregida	-	g/cm ³
Humedad Óptima Corregida	-	%

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 41, se observa que la densidad máxima seca obtenida fue de 1.998 g/cm³, lo cual indica la densidad del suelo cuando está completamente compactado y seco. La humedad óptima, que es el contenido de agua en el suelo que permite alcanzar esta densidad máxima, es del 7.7%.

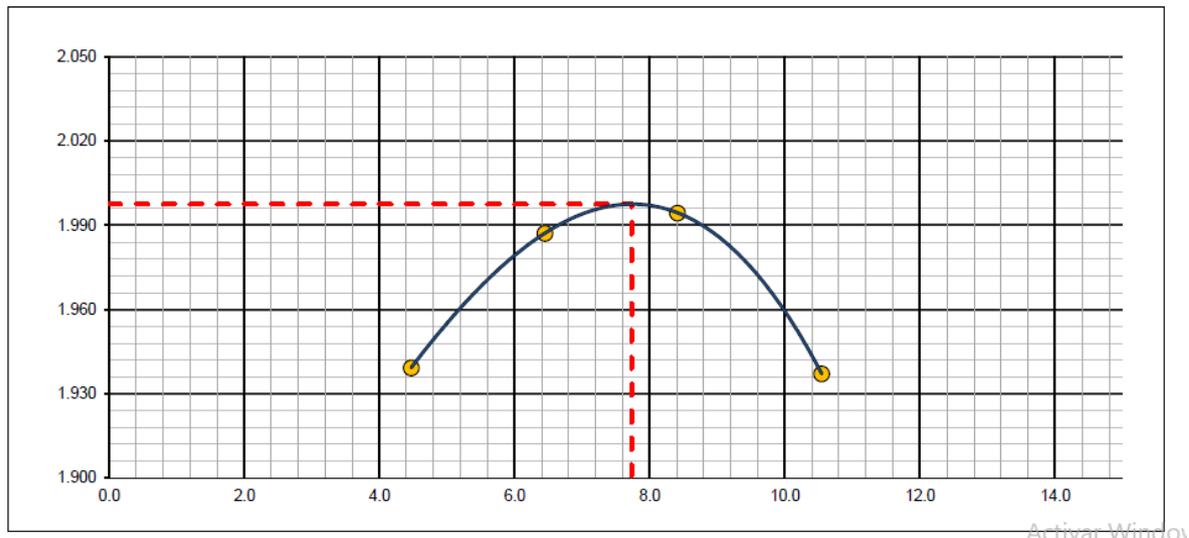


Figura 15: Relación humedad - densidad seca

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 15, se observa que el punto más alto de la curva representa la densidad máxima seca, que en este caso fue de aproximadamente 1.998 g/cm³, y se alcanzó a una humedad óptima de alrededor del 7.7%, indicando las condiciones ideales de compactación para el suelo, donde se obtiene la mayor densidad posible, lo que fue importante para asegurar la estabilidad y la capacidad de soporte del suelo bajo cargas estructurales.

Estos resultados indican que, al compactar el suelo en el sitio de construcción, se debió procurar que el contenido de humedad esté cerca del 7.7% para lograr la densidad máxima seca. Si el suelo estuvo demasiado seco o demasiado húmedo, la densidad seca alcanzada fue menor, lo que pudo haber comprometido la capacidad del suelo para soportar la carga de la estructura.

4.1.4. Análisis de la deformación:

Se muestran las siguientes figuras 16 y 17.

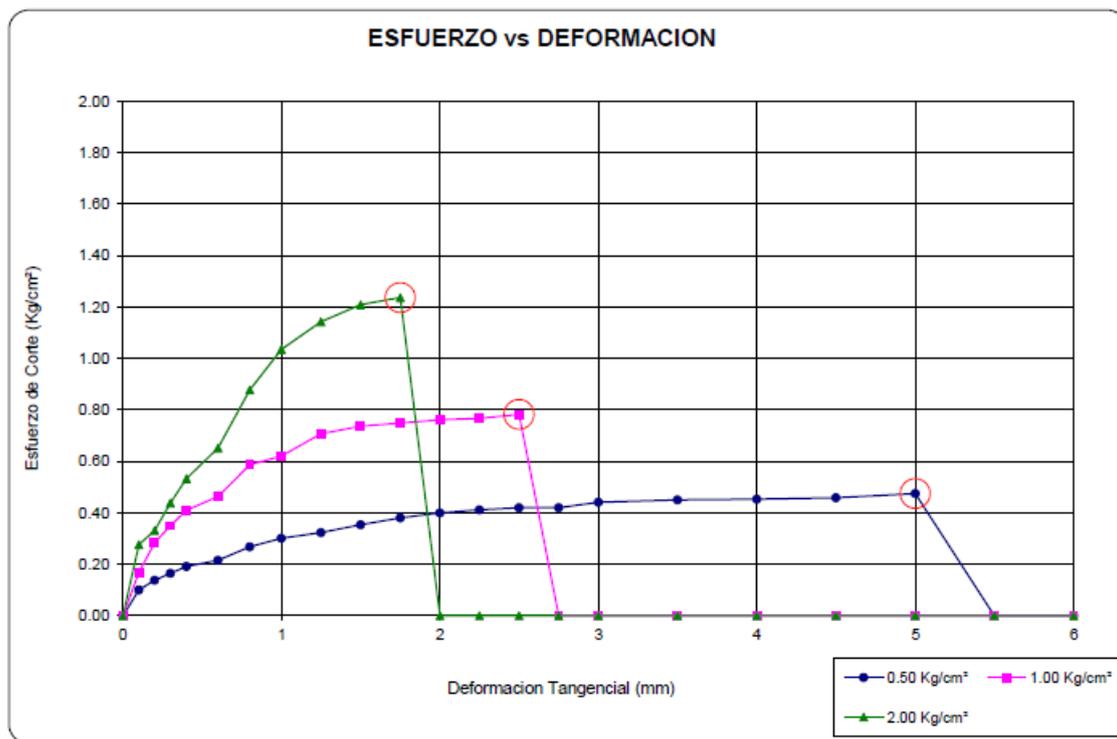


Figura 16: Esfuerzo de deformación

Fuente: Elaboración propia.

La Figura 16 muestra tres curvas que corresponden a diferentes niveles de esfuerzo normal aplicados al suelo: 0.50 kg/cm², 1.00 kg/cm² y 2.00 kg/cm². La curva azul, correspondiente a 0.50 kg/cm², muestra una progresión gradual del esfuerzo de corte, alcanzando un valor máximo de aproximadamente 0.50 kg/cm² antes de estabilizarse, indicando una capacidad de soporte moderada bajo este esfuerzo normal. La curva rosa, para 1.00 kg/cm², muestra un mayor esfuerzo de corte máximo de aproximadamente 0.80 kg/cm², seguido de una caída abrupta, sugiriendo que el suelo puede soportar mayores cargas, pero es más susceptible a fallas repentinas bajo esta condición. La curva verde, representando el esfuerzo normal de 2.00 kg/cm², muestra un esfuerzo de corte máximo de aproximadamente 1.20 kg/cm² antes de descender rápidamente, reflejando una mayor capacidad de carga del suelo, pero también una mayor susceptibilidad a fallas rápidas y significativas. Los puntos de falla de cada curva, resaltados en círculos rojos, ilustran las diferencias en la capacidad de carga del suelo bajo diversas condiciones de esfuerzo normal.

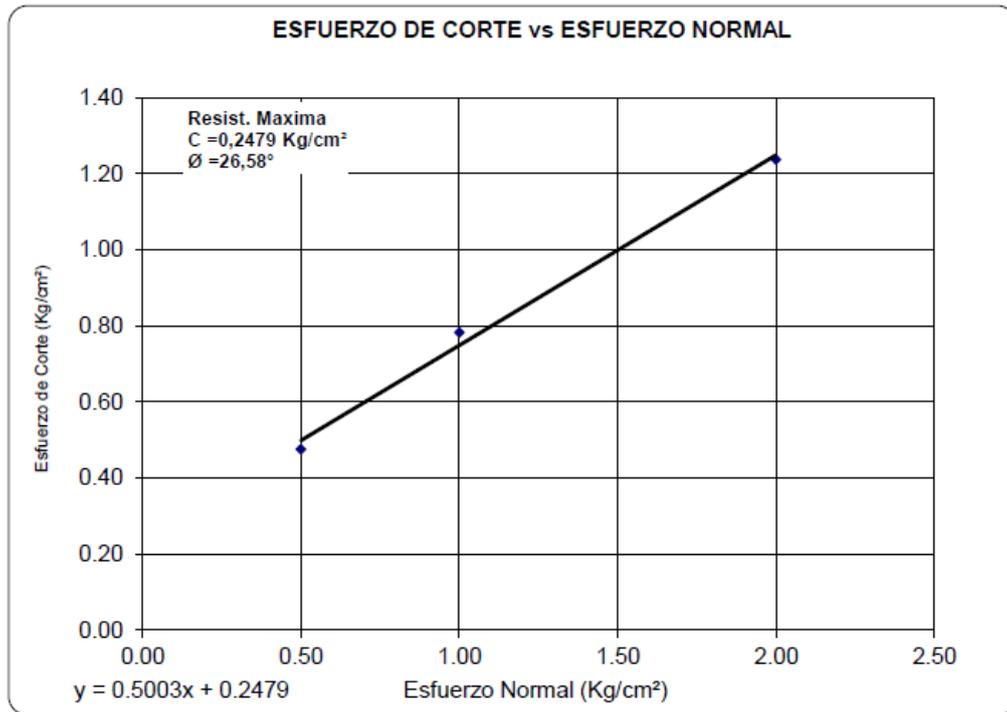


Figura 17: Esfuerzo de corte vs esfuerzo normal

Fuente: Elaboración propia.

La Figura 17 muestra la relación entre el esfuerzo de corte y el esfuerzo normal aplicado al suelo. La línea recta en el gráfico indica que hay una relación lineal entre el esfuerzo de corte y el esfuerzo normal, con la ecuación de la recta $y = 0.5003x + 0.2479$, donde 0.5003 es el coeficiente de fricción interna y 0.2479 es la cohesión del suelo en kg/cm^2 , lo que muestra que el suelo presentaba una cohesión moderada y un ángulo de fricción interna de 26.58 grados. La resistencia máxima del suelo fue de 0.2479 kg/cm^2 , y la pendiente de la recta proporciona una medida del ángulo de fricción del suelo, lo que evidenció que el suelo puede soportar cargas significativas antes de alcanzar su punto de falla.

4.1.5. Análisis de capacidad de soporte del suelo:

En este ítem se detallan los análisis realizados para evaluar la capacidad de soporte del suelo los cuales son necesarios para conocer la estabilidad de las estructuras.

Valores de capacidad de carga del suelo (método Terzaghi)

En este punto se detallan los valores de capacidad de carga del suelo obtenidos mediante el método de Terzaghi, el cual considera diversos factores del suelo, como la cohesión, el peso unitario y el ángulo de fricción interna, para calcular la capacidad de carga admisible a diferentes profundidades. Como se muestra en las tablas 42 y 43.

Tabla 42. *Capacidad de soporte calicata 1. (Datos extraídos del estudio de Mecánica de suelos realizado por CONSULTGEPPOPAV. SAC. 2024).*

Profundidad (m)	Capacidad de Soporte (kg/cm ²)
1.0	1.622
2.0	1.883
3.0	2.077
4.0	2.318

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 42 muestra que a una profundidad de 1.0 metro, la capacidad de soporte fue de 1.622 kg/cm², incrementándose a 1.883 kg/cm² a 2.0 metros, 2.077 kg/cm² a 3.0 metros y alcanzando 2.318 kg/cm² a una profundidad de 4.0 metros. Este incremento progresivo en la capacidad de soporte con la profundidad evidenció que el suelo mejora su capacidad portante conforme se excava más profundo.

Tabla 43. *Capacidad de soporte calicata 2. (Datos extraídos del estudio de Mecánica de suelos realizado por CONSULTGEPPOPAV. SAC. 2024).*

Profundidad (m)	Capacidad de Soporte (kg/cm ²)
1.0	1.690
2.0	1.999
3.0	2.270
4.0	2.386

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 43 muestra que a una profundidad de 1.0 metro, la capacidad de soporte fue de 1.690 kg/cm², aumentando a 1.999 kg/cm² a 2.0 metros, 2.270 kg/cm² a 3.0 metros y alcanzando 2.386 kg/cm² a una profundidad de 4.0 metros. Este

incremento gradual en la capacidad de soporte con la profundidad demostró que el suelo se vuelve más resistente conforme se excava más profundo.

Asentamiento elástico (Teoría Lambe y Withman)

El análisis del asentamiento elástico se basó en la teoría de Lambe y Whitman, que permite evaluar la capacidad de soporte del suelo y su comportamiento bajo carga, siendo útil para determinar cómo se comportará el suelo bajo las cargas aplicadas por la estructura que se planea construir. La prueba evaluó principalmente la capacidad del suelo para soportar las cargas sin experimentar asentamientos excesivos que puedan comprometer la estabilidad de la estructura. Este análisis fue importante, primero porque, permitió predecir los asentamientos que podrían ocurrir bajo las cargas proyectadas, asegurando que estos asentamientos se mantengan dentro de límites permisibles para evitar daños estructurales. Segundo, ayudó a identificar la capacidad de carga admisible del suelo, lo cual es esencial para diseñar cimentaciones adecuadas que garanticen la estabilidad y seguridad de la estructura. Por último, porque proporcionó información sobre la distorsión angular entre diferentes partes de la cimentación, asegurando que los asentamientos diferenciales no sean excesivos y que no provoquen daños a la estructura. Como se muestra en las tablas 44 y 45.

Tabla 44. *Capacidades de carga y asentamientos. (Datos extraídos del estudio de Mecánica de suelos realizado por CONSULTGEPOPAV. SAC. 2024).*

Tipo de Estructura	Profundidad (m)	Ancho (m)	Largo (m)	Capacidad de Carga Admisible (kg/cm²)	Asentamiento (cm)	Valor
Cuadrada	1.00 - 2.80	1.00 - 2.00	1.00 - 2.00	1.622 - 2.318	0.177 - 0.520	Permisible
Rectangular	1.00 - 2.80	1.00 - 2.00	1.50 - 2.50	1.622 - 2.352	0.309 - 0.473	Permisible
Cimientos	1.00 - 2.80	0.80 - 2.00	1.00 - 2.00	1.353 - 2.048	0.131 - 0.445	Permisible

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 44 presenta las capacidades de carga admisibles y los asentamientos esperados para diferentes tipos de estructuras en función de su forma, dimensiones

y profundidad de cimentación, basados en el estudio de mecánica de suelos. De manera que ara las estructuras cuadradas, con profundidades entre 1.00 y 2.80 metros y dimensiones entre 1.00 y 2.00 metros tanto de ancho como de largo, la capacidad de carga admisible varía entre 1.622 y 2.318 kg/cm², con asentamientos permisibles entre 0.177 y 0.520 cm. Las estructuras rectangulares, con profundidades similares y anchos entre 1.00 y 2.00 metros y largos entre 1.50 y 2.50 metros, presentan una capacidad de carga admisible que varía de 1.622 a 2.352 kg/cm² y asentamientos entre 0.309 y 0.473 cm. Para los cimientos, considerando profundidades de 1.00 a 2.80 metros, anchos entre 0.80 y 2.00 metros y largos entre 1.00 y 2.00 metros, la capacidad de carga admisible se situó entre 1.353 y 2.048 kg/cm², con asentamientos permisibles entre 0.131 y 0.445 cm. Estos resultados evidenciaron que los asentamientos esperados están dentro de los límites permisibles.

Tabla 45. *Distorsión angular. (Datos extraídos del estudio de Mecánica de suelos realizado por CONSULTGEOPOAV. SAC. 2024).*

Nro. Calicata	Distancia entre Cimentaciones (m)	Asentamiento Total de A (cm)	Asentamiento Total de B (cm)	Asentamiento Diferencial (cm)	Distorsión Angular
2	7.70	0.52	0.25	0.27	0.000347228

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 45 de la calicata número 2, se observa que la distancia entre las cimentaciones es de 7.70 metros. El asentamiento total de la cimentación A fue de 0.52 cm, mientras que el asentamiento total de la cimentación B es de 0.25 cm, resultando en un asentamiento diferencial de 0.27 cm. La distorsión angular, calculada como el cociente entre el asentamiento diferencial y la distancia entre cimentaciones, fue de 0.000347228. Este valor es indicativo de la inclinación o deformación relativa entre las cimentaciones, un factor crítico para evaluar la posible inclinación de la estructura y prevenir daños estructurales. La baja magnitud de la distorsión angular en este caso sugiere que, aunque hay una diferencia en los asentamientos, la variación es mínima y dentro de los límites aceptables, evidenciando que no se espera una inclinación significativa que comprometa la integridad estructural del edificio.

Pruebas de esclerometría:

En este punto las pruebas de esclerometría, se evaluó la resistencia del concreto endurecido en varias columnas y vigas del Centro de Convenciones de Sullana mediante un esclerómetro, que midió la dureza superficial del concreto, y se correlaciona con su resistencia a la compresión. Como se muestra en la tabla 46.

Tabla 46. *Evaluación por esclerometría del concreto endurecido. (Datos extraídos del estudio de Mecánica de suelos realizado por CONSULTGEPOPAV. SAC. 2024.)*

Prueba No.	Elemento	Lecturas del Esclerómetro	Resultado (kg/cm ²)	Condición
1	Columna C-1	36, 39, 32, 35, 34, 38, 34, 38, 38, 37	246.5	CUMPLE
2	Columna C-2	38, 36, 38, 36, 35, 37, 38, 36, 36, 35	265.5	CUMPLE
3	Columna C-3	26, 28, 29, 26, 29, 31, 30, 29, 28, 29	250.5	CUMPLE
4	Columna C-4	33, 30, 32, 33, 30, 32, 34, 32, 32, 31	201.9	CUMPLE
5	Viga V-1	31, 29, 32, 31, 29, 30, 29, 31, 32, 32	184.4	CUMPLE
6	Viga V-2	29, 33, 32, 31, 32, 34, 30, 31, 31, 32	203.5	CUMPLE
7	Viga V-3	33, 32, 35, 34, 32, 34, 32, 33, 34, 33	271.8	CUMPLE
8	Columna C-5	36, 40, 35, 38, 40, 39, 38, 40, 38, 37	294.4	CUMPLE
9	Columna C-6	37, 39, 40, 38, 40, 38, 39, 40, 38, 38	244.9	CUMPLE
10	Columna C-7	32, 34, 34, 35, 34, 35, 35, 35, 34, 34	237.5	CUMPLE
11	Columna C-8	31, 30, 29, 30, 29, 32, 31, 32, 31, 32	183.5	CUMPLE
12	Columna C-9	31, 33, 32, 32, 33, 34, 32, 32, 32, 32	221.7	CUMPLE
13	Viga V-4	35, 36, 34, 36, 35, 36, 36, 35, 34, 35	190.2	CUMPLE
14	Viga V-5	31, 32, 32, 30, 33, 31, 32, 31, 31, 32	183.1	CUMPLE
15	Viga V-6	31, 32, 32, 32, 33, 33, 32, 32, 31, 32	181.3	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 46 muestra que, de los 15 elementos analizados, en las columnas, los resultados obtenidos varían entre 201.9 kg/cm² y 294.4 kg/cm², indicando que todas cumplen con los requisitos estructurales esperados. La columna C-1 mostró una resistencia de 246.5 kg/cm², mientras que la columna C-2 alcanzó 265.5 kg/cm², y la columna C-3 obtuvo 250.5 kg/cm². La columna C-4, con una resistencia de 201.9 kg/cm², también cumplió con los estándares. La columna C-5 presentó el valor más alto con 294.4 kg/cm². En cuanto a las vigas, los resultados también demostraron cumplimiento con los requerimientos, con valores de resistencia que oscilan entre 181.3 kg/cm² y 271.8 kg/cm². La viga V-1 presentó una resistencia de 184.4 kg/cm²,

mientras que la viga V-2 obtuvo 203.5 kg/cm². La viga V-3 alcanzó 271.8 kg/cm², siendo el valor más alto entre las vigas. Estos resultados confirman que tanto las columnas como las vigas del Centro de Convenciones de Sullana presentaron una resistencia adecuada del concreto endurecido, cumpliendo con las especificaciones de diseño y asegurando la estabilidad y seguridad estructural del edificio. Estas pruebas fueron esenciales para analizar el desempeño sísmico de la estructura mediante métodos convencionales.

4.1.6. Coeficiente Sísmico de la ciudad:

Este coeficiente, también conocido como factor de diseño sísmico, es un valor numérico que representa la intensidad esperada de movimientos sísmicos en una determinada ubicación geográfica y se utilizó para dimensionar adecuadamente los elementos estructurales y los sistemas de fundación de un edificio. De acuerdo con la normativa peruana NTP E.030, el coeficiente sísmico (Z) para la ciudad de Sullana es 0.4. Como se muestra en las tablas 47, 48 y 49; y también en la figura 18.

Tabla 47. *Coeficientes sísmicos (Instituto Geofísico del Perú, 2019)*

Ciudad	Zona	Z
Sullana	4	0.4 (muy alta)
Piura	4	0.4

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 47 muestra que la ciudad de Sullana se encuentra en la zona sísmica 4, que corresponde a una categoría de riesgo sísmico "muy alta" con un coeficiente sísmico Z de 0.4, lo que significa que los movimientos sísmicos en Sullana pueden ser intensos y frecuentes, requiriendo un diseño estructural robusto que incluya medidas de refuerzo y técnicas avanzadas de ingeniería sísmica.

Tabla 48. *Capacidad de carga admisible en base a los ensayos de DPL en la ciudad de Sullana (Instituto Geofísico del Perú, 2019). (Datos extraídos del Instituto Geofísico del Perú (2019)).*

Ensayo	Profundidad (m)	Ancho (m)	Capacidad de carga última (kg/cm ²)	Capacidad de carga admisible (kg/cm ²)	Tipo de corte	Capacidad de carga última (kg/cm ²)	Capacidad de carga admisible (kg/cm ²)	Tipo de corte
DPL - 01	1.00	1.00	1.27	0.42	F.L	2.11	0.70	F.L
DPL - 02	1.00	1.00	1.39	0.46	F.L	2.19	0.73	F.L
DPL - 03	1.00	1.00	2.74	0.91	F.G	6.26	2.09	F.G
DPL - 04	1.00	1.00	1.05	0.35	F.L	1.46	0.49	F.L
DPL - 06	1.00	1.00	1.52	0.51	F.L	1.97	0.66	F.L

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 48 se observa que hay una variación en la capacidad de carga última y admisible del suelo en función de la profundidad y el tipo de corte del suelo. A una profundidad de 1.00 m y un ancho de 1.00 m, la capacidad de carga última oscila entre 1.05 kg/cm² y 2.74 kg/cm², mientras que la capacidad de carga admisible varía entre 0.35 kg/cm² y 0.91 kg/cm²; identificando los tipos de corte como Falla Local (F.L) y Falla General (F.G), indicando diferentes comportamientos del suelo bajo carga.

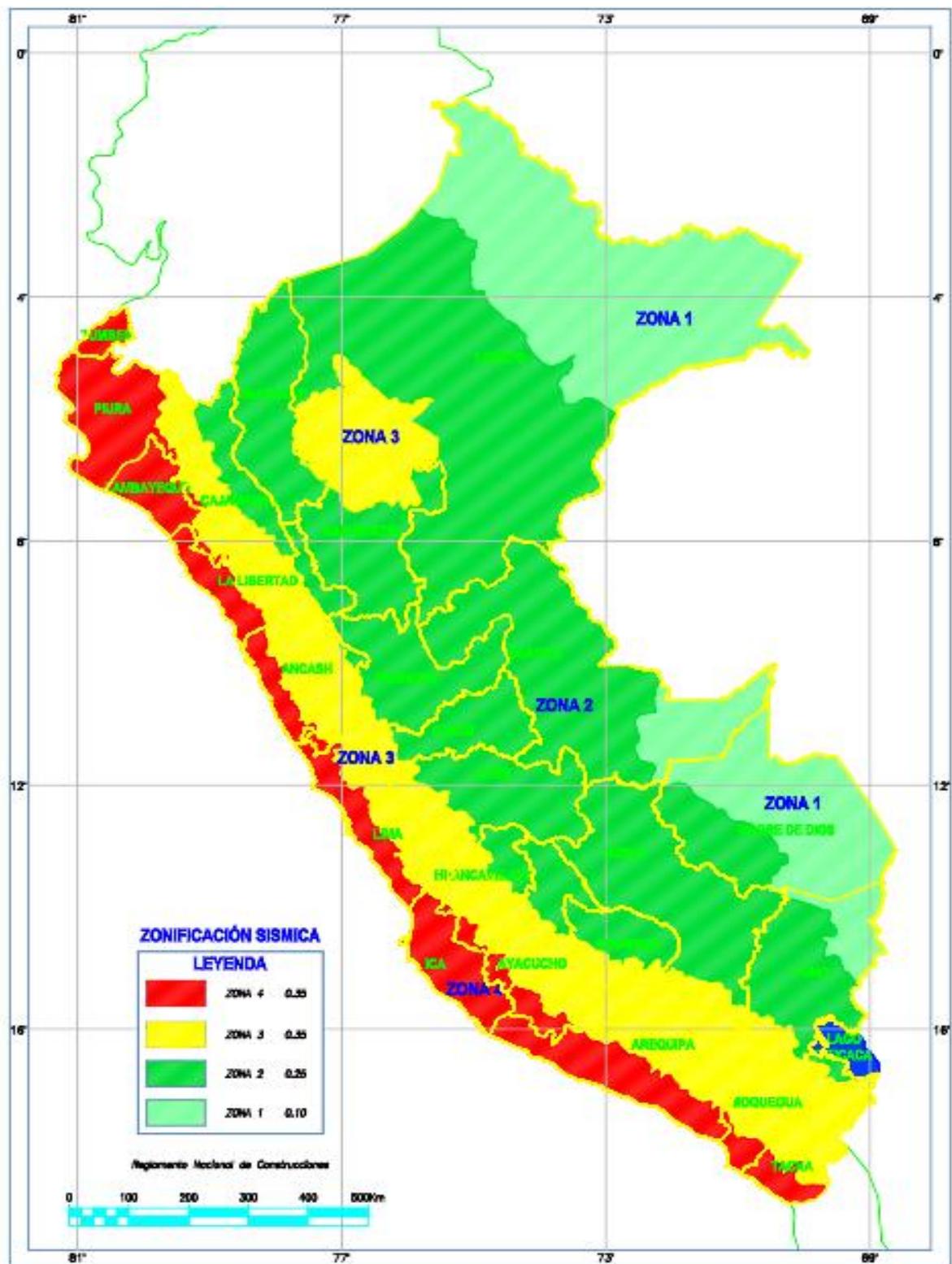


Figura 18: Mapa de zonificación sísmica

Fuente: Elaboración propia.

La zonificación sísmica del Perú clasifica el territorio en diferentes zonas de riesgo sísmico. La Zona 4, indicada en rojo, representa áreas de muy alto riesgo sísmico con un coeficiente Z de 0.4, en esta zona se encuentra ubicado el centro de Convenciones Sullana, por lo que esta información debió considerarse en el diseño de la infraestructura de la edificación.

Tabla 49. Perfil estratigráfico del suelo para las calicatas 1 y 2 basado en los análisis efectuados en el terreno. (Datos extraídos del estudio de Mecánica de suelos realizado por CONSULTGEPOPAV. SAC. 2024).

Calicata	Profundidad (m)	Descripción del Suelo	Color	Humedad	Plasticidad	Consistencia	TMN (Tamaño Máximo Nominal)
1	0.00 – 0.30	Grava limo arcillosa	Beige claro	Poca humedad	Baja plasticidad	Rígida	1"
1	0.30 – 3.00	Arena limo arcillosa	Beige oscuro	Poca humedad	Baja plasticidad	Rígida	1"
2	0.00 – 0.30	Grava arcillosa	Beige claro	Poca humedad	Baja plasticidad	Rígida	1"
2	0.30 – 3.00	Arena limo arcillosa	Beige oscuro	Poca humedad	Baja plasticidad	Rígida	1"

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 49 se observa en la calicata 1, desde la superficie hasta los 0.30 metros de profundidad, se encontró un suelo de grava limo arcillosa de color beige claro, con poca humedad, baja plasticidad y consistencia rígida, y un tamaño máximo nominal (TMN) de 1 pulgada. De 0.30 a 3.00 metros, el suelo se compone de arena limo arcillosa de color beige oscuro, también con poca humedad, baja plasticidad y consistencia rígida, manteniendo el mismo TMN de 1 pulgada. La calicata 2 muestra una estratigrafía similar: de 0.00 a 0.30 metros, el suelo fue grava arcillosa de color beige claro, con características de poca humedad, baja plasticidad y consistencia rígida, y un TMN de 1 pulgada. Desde los 0.30 hasta los 3.00 metros,

se observa arena limo arcillosa de color beige oscuro, con las mismas propiedades de humedad, plasticidad y consistencia que las descritas para la calicata 1.

4.1.7. Cálculos previos para análisis Pushover

En este ítem se detallan los cálculos previos necesarios para realizar el análisis Pushover, los cuales son fundamentales para evaluar el comportamiento estructural del edificio bajo cargas sísmicas, determinándose las características del acero, como la resistencia a la fluencia, la deformación unitaria al endurecimiento y la resistencia última, permite establecer los límites de aceptación y garantizar que los materiales utilizados cumplan con los requisitos de diseño. Del mismo modo, las propiedades del concreto, como su resistencia, módulo de elasticidad y deformaciones correspondientes, son cruciales para comprender cómo se comportará el concreto bajo cargas.

Se realizaron también, los cálculos de momento-curvatura y la evaluación de la ductilidad de las vigas y columnas son esenciales para asegurar que estas estructuras puedan soportar deformaciones significativas sin fallar de manera frágil, así mismo la capacidad de las vigas para mostrar comportamiento dúctil y proporcionar advertencias visibles antes del fallo es vital para la seguridad estructural, especialmente en zonas sísmicas. Además, la evaluación de las placas y su capacidad para soportar cargas y deformaciones también contribuye a la estabilidad general de la estructura.

De tal manera que estos cálculos se utilizaron no solo para verificar la adecuación de los materiales y el diseño estructural, sino que también proporcionaron un marco detallado para el análisis Pushover, permitiendo una evaluación más precisa de la capacidad de la estructura para resistir y disipar energía durante un sismo. Como se muestra en las tablas 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60 y 61, como también se aprecia en las figuras 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27 y 28.

Tabla 50. *Puntos notables. (Datos extraídos de los detalles técnicos en los planos).*

Punto	Deformación (ϵ)	Esfuerzo (f)
A	0.0000	0 MPa

B	0.0021	420 MPa
C	0.0090	420 MPa
D	0.0727	724.74 MPa

Fuente: Elaboración propia.

La tabla 50 muestra los puntos notables en la curva esfuerzo-deformación del acero utilizado en el Centro de Convenciones Sullana. En el punto A, con una deformación de 0.0000, el esfuerzo fue 0 MPa, lo que representa el estado inicial sin carga aplicada. El punto B, con una deformación unitaria de 0.0021, muestra un esfuerzo de 420 MPa, indicando el inicio de la fluencia del acero, donde el material comienza a deformarse de manera plástica sin un aumento significativo en el esfuerzo. En el punto C, la deformación unitaria aumenta a 0.0090, pero el esfuerzo se mantiene en 420 MPa, señalando que el acero está en la fase de endurecimiento por deformación, donde continúa deformándose con un esfuerzo constante. Finalmente, el punto D, con una deformación unitaria de 0.0727, alcanzó un esfuerzo máximo de 724.74 MPa, reflejando la resistencia última del acero antes de la falla.

Tabla 51. Características del acero para el Centro de Convenciones Sullana.
(Datos extraídos de los detalles técnicos en los planos).

Propiedad	Valor
Resistencia a la fluencia (f_y)	420 MPa
Deformación unitaria de fluencia (ϵ_y)	0.0021
Deformación unitaria al endurecimiento (ϵ_{sh})	0.0090
Resistencia última (f_{su})	724.74 MPa
Deformación unitaria última (ϵ_{su})	0.0727
Criterios de aceptación (tensión, IO)	0.01 cm/cm
Criterios de aceptación (compresión, IO)	-0.005 cm/cm
Límite de servicio (LS)	0.02 cm/cm (tensión), -0.01 cm/cm (compresión)
Colapso probable (CP)	0.05 cm/cm (tensión), -0.02 cm/cm (compresión)

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 51 muestra las características del acero empleado en el Centro de Convenciones Sullana, donde, la resistencia a la fluencia (f_y) es de 420 MPa, indicando el punto en que el acero comienza a deformarse de manera plástica. La

deformación unitaria de fluencia (ϵ_y) es de 0.0021, reflejando el alargamiento del acero en este estado. Durante el endurecimiento, la deformación unitaria (ϵ_{sh}) alcanza 0.0090, manteniendo la resistencia en 420 MPa hasta el punto de endurecimiento. La resistencia última (fsu) es de 724.74 MPa, alcanzada con una deformación unitaria última (ϵ_{su}) de 0.0727, señalando el límite máximo de carga antes de la falla. Los criterios de aceptación para tensión y compresión en ocupación inmediata (IO) son 0.01 cm/cm y -0.005 cm/cm respectivamente, garantizando un comportamiento adecuado bajo cargas normales. Los límites de servicio (LS) para tensión y compresión son 0.02 cm/cm y -0.01 cm/cm, asegurando que el acero mantenga su integridad estructural bajo condiciones operativas. El colapso probable (CP) en tensión y compresión está definido en 0.05 cm/cm y -0.02 cm/cm, proporcionando un margen de seguridad considerable para situaciones extremas, como eventos sísmicos.

Tabla 52. *Criterios de aceptación acero. (Datos extraídos de los detalles técnicos en los planos).*

CRITERIOS DE ACEPTACIÓN			
	TENSIÓN	COMPRESIÓN	
Ocupación inmediata (OI)	0.01	-0.005	cm/cm
Seguridad de vida (SL)	0.02	-0.01	cm/cm
Prevención de colapso (CP)	0.05	-0.02	cm/cm

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 52 presenta los criterios de aceptación del acero utilizados en el diseño estructural del Centro de Convenciones Sullana. Para la ocupación inmediata (OI), los límites de deformación unitaria son 0.01 cm/cm en tensión y -0.005 cm/cm en compresión, garantizando que, bajo cargas normales, la estructura mantenga su integridad sin deformaciones significativas, permitiendo su uso seguro inmediatamente después de la construcción.

En términos de seguridad de vida (SL), los límites se establecieron en 0.02 cm/cm para tensión y -0.01 cm/cm para compresión, asegurando que la estructura pueda soportar cargas mayores sin comprometer la seguridad de los ocupantes, proporcionando un margen de seguridad adicional para situaciones de carga

elevadas. Finalmente, los valores para la prevención de colapso (CP) fueron 0.05 cm/cm en tensión y -0.02 cm/cm en compresión, lo que indica la máxima deformación permisible antes de que se considere un posible fallo estructural.

Bajo estos parámetros se debió diseñar la estructura para que pueda absorber y disipar energía durante eventos extremos, como terremotos, evitando colapsos catastróficos y proporcionando tiempo suficiente para la evacuación segura de los ocupantes.

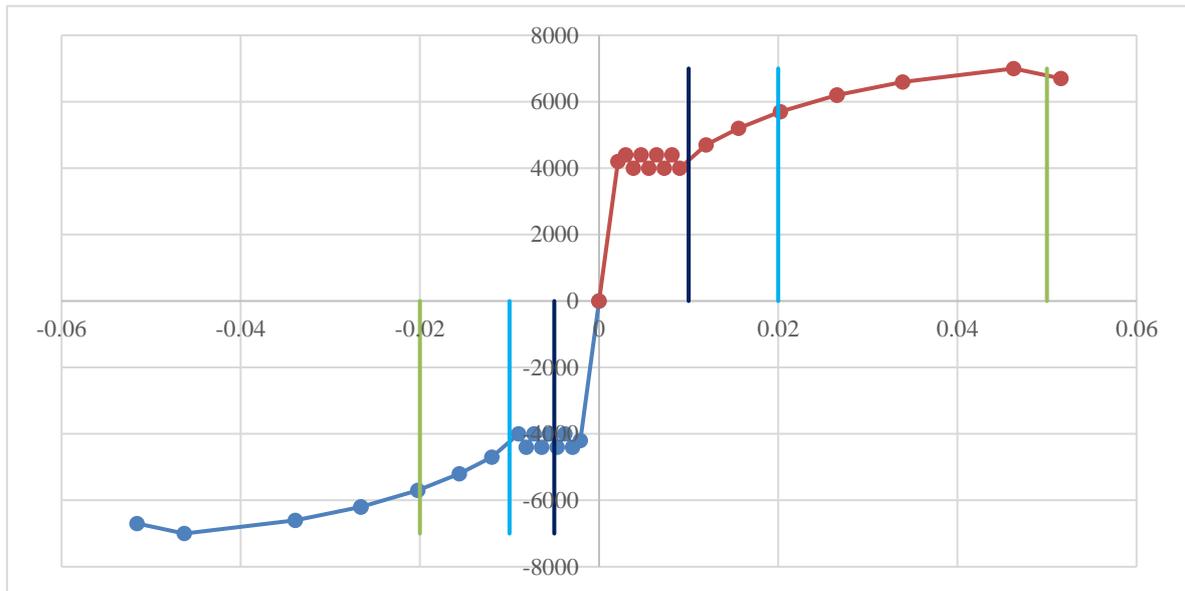


Figura 19: Curva esfuerzo-deformación del acero y sus propiedades

Fuente: Elaboración propia.

En la figura se observa cómo el acero responde a diferentes niveles de deformación. La curva comienza en el origen, representando el punto inicial sin esfuerzo ni deformación (Punto A). A medida que aumenta la deformación unitaria (ϵ), el esfuerzo (f) también incrementa hasta alcanzar el valor de fluencia (Punto B), donde la deformación es 0.0021 y el esfuerzo es 420 MPa. Este punto indica el inicio del comportamiento plástico del acero, donde continúa deformándose sin un aumento significativo en el esfuerzo hasta el endurecimiento por deformación (Punto C), con una deformación de 0.0090 y el mismo esfuerzo de 420 MPa.

A partir de este punto, el acero experimentó un endurecimiento adicional, incrementando tanto en deformación como en esfuerzo hasta alcanzar su

resistencia última (Punto D) con una deformación unitaria de 0.0727 y un esfuerzo de 724.74 MPa. Este comportamiento demostró la capacidad del acero para soportar grandes deformaciones antes de alcanzar su límite de resistencia, lo que es crucial para el diseño sismorresistente. La curva también destaca los criterios de aceptación para diferentes condiciones, tales como ocupación inmediata (OI), seguridad de vida (SL) y prevención de colapso (CP), definidos por los límites de deformación en tensión y compresión. Estos criterios aseguraron que el acero utilizado en la estructura del Centro de Convenciones Sullana pueda soportar deformaciones significativas sin fallar, proporcionando así una mayor seguridad y resiliencia estructural en caso de eventos extremos como terremotos.

Características del Concreto

A continuación, se detallan las propiedades fundamentales del concreto utilizado en la estructura del Centro de Convenciones de Sullana, las cuales son esenciales para el análisis Pushover, ya que permiten modelar con precisión el comportamiento del material bajo cargas sísmicas. Conocer la resistencia, la deformación y la rigidez del concreto aseguró que el diseño estructural pueda prever y mitigar posibles fallos durante un evento sísmico, contribuyendo a la seguridad y estabilidad del edificio. La correcta caracterización del concreto fue vital para asegurar que la estructura pueda soportar las demandas sísmicas sin sufrir daños significativos, manteniendo la integridad y la seguridad para sus ocupantes.

Tabla 53. *Características del concreto. (Datos extraídos de los planos).*

Propiedad	Valor	Unidad
Resistencia del Concreto ($f'c$)	210	kgf/cm ²
Deformación correspondiente a $f'c$ (ϵ_0)	0.002	cm/cm
Deformación última (ϵ_u)	0.0038	cm/cm
Módulo de Elasticidad (E_c)	218,819.7889	kgf/cm ²

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 53 se observa que la resistencia del concreto $f'c$ fue de 210 kgf/cm², lo cual mostró la capacidad máxima del concreto para soportar cargas antes de fallar. La deformación correspondiente $f'c$ (ϵ_0) fue de 0.002 cm, mostrando la deformación

unitaria del concreto cuando alcanza su resistencia máxima. La deformación última (ϵ_u) fue de 0.0038 cm, lo que representa la deformación máxima que el concreto puede soportar antes de romperse. El módulo de elasticidad (E_c) fue de 218,819.7889 kgf/cm², que mide la rigidez del concreto y su capacidad para deformarse elásticamente bajo carga.

Tabla 54. Viga 25 cm X 50 cm

b(cm)=	25.00	$\epsilon_{cu}(\text{rad})=$	0.003	$f'_c(\text{kg/cm}^2) =$	210.00	$E_c(\text{kg/cm}^2)=$	250998
h(cm)=	50.00	$A_s(\text{cm}^2)=$	17.04	$f_y(\text{kg/cm}^2) =$	4200.00	n=	8.37
d'(cm)=	6.55	$\epsilon_y(\text{rad})=$	0.0020	$E_s(\text{kg/cm}^2) =$	2100000	$A_{smin}(\text{cm}^2) =$	4.35
d(cm)=	43.45	$\beta_1=$	0.85	$\beta_1=$	0.85	$1.05-f'_c/1400$	0.90
		$A_s'(\text{cm}^2) =$	5.68	$0.65 \leq \beta_1 \leq (1.05-f'_c/1400)$		0.90	

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 54 se observa respecto a la viga con dimensiones de 25 cm x 50 cm utilizada en el Centro de Convenciones de Sullana, que la anchura (b) es de 25.00 cm y la altura (h) es de 50.00 cm. La deformación unitaria máxima (ϵ_{cu}) es de 0.003 radianes. La resistencia del concreto (f'_c) es de 210 kg/cm², y el módulo de elasticidad del concreto (E_c) es de 250998 kg/cm². El área de refuerzo de acero (A_s) es de 17.04 cm², con una resistencia del acero (f_y) de 4200 kg/cm² y un módulo de elasticidad del acero (E_s) de 2100000 kg/cm². El factor de modularidad (n) fue de 8.37. La distancia desde el borde comprimido al centroide del refuerzo (d) es de 43.45 cm, y la distancia desde el borde comprimido al centroide del refuerzo de compresión ('d') fue de 6.55 cm. La deformación unitaria de fluencia del acero (ϵ_y) es de 0.0020 radianes. El área mínima de refuerzo (A_{smin}) fue de 4.35 cm² y el área de refuerzo de compresión (A_s') fue de 5.68 cm². El factor de reducción del esfuerzo (β_1) fue 0.85, y para esta sección, se cumplió con el rango $0.65 \leq \beta_1 \leq (1.05-f'_c/1400)$ 0, resultando en un valor de 0.90.

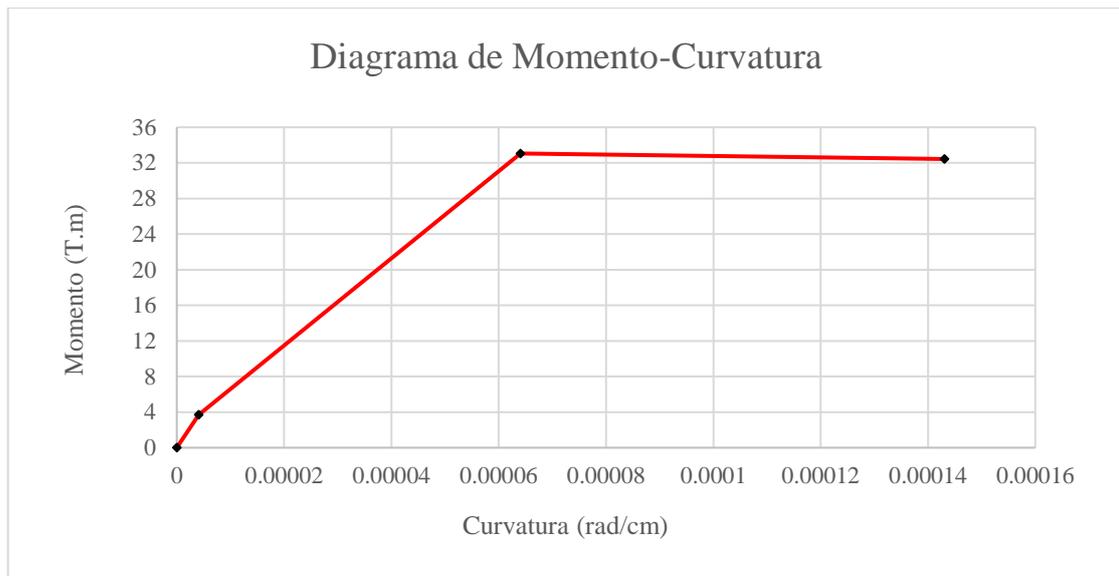


Figura 20: Diagrama de momento-curvatura y ductilidad de viga 25x50

Fuente: Elaboración propia.

La Figura 20 se observa que la curva comienza en el origen (0,0), indicando que inicialmente no hay momento ni curvatura. A medida que aumentó la carga, el momento flector se incrementó linealmente junto con la curvatura, hasta alcanzar un valor máximo de aproximadamente 32 T·m a una curvatura de alrededor de 0.00006 rad/cm. A partir de este punto, el momento se estabilizó y se mantuvo constante incluso con el aumento de la curvatura hasta aproximadamente 0.00014 rad/cm, lo cual mostró que la viga puede soportar este momento máximo sin incrementar significativamente la deformación.

En tal sentido la viga se consideró subreforzada dado que la cantidad de refuerzo de acero es menor que la necesaria para alcanzar un estado balanceado, donde el acero y el concreto llegarían a sus respectivas capacidades máximas de deformación simultáneamente. Esto evidenció que el acero alcanzará su límite de fluencia antes que el concreto llegue a su máxima capacidad de deformación, asegurando así un comportamiento dúctil, lo cual permite que la viga se deforme considerablemente antes de fallar, proporcionando una advertencia visible y evitando fallos frágiles y repentinos, debido a que la ductilidad del acero actúa como una reserva de seguridad adicional, permitiendo la redistribución de esfuerzos y absorbiendo energía durante eventos extremos como terremotos.

Tabla 55. Viga 25 cm X 60 cm

b(cm)=	25.00	$\epsilon_{cu}(\text{rad})=$	0.003	$f'c(\text{kg/cm}^2)=$	210.00	$E_c(\text{kg/cm}^2)=$	250998
h(cm)=	60.00	$A_s(\text{cm}^2)=$	17.04	$f_y(\text{kg/cm}^2)=$	4200.00	n=	8.37
d'(cm)=	6.55	$\epsilon_y(\text{rad})=$	0.0020	$E_s(\text{kg/cm}^2)=$	2100000	$A_{smin}(\text{cm}^2)=$	4.35
d(cm)=	53.45	$\beta_1=$	0.85	$\beta_1=$	0.85	$1.05-f'c/1400$	0.90
		$A_{s'}(\text{cm}^2)=$	5.68	$0.65 \leq \beta_1 \leq (1.05 - f'c/1400)$		0.90	

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 55 se observa respecto a la viga de 25 cm X 60cm, la resistencia del concreto ($f'c$) fue de 210 kg/cm², y su módulo de elasticidad (E_c) fue de 250998 kg/cm². El área de refuerzo de acero longitudinal (A_s) fue de 17.04 cm², y la resistencia del acero (f_y) fue de 4200 kg/cm², con un módulo de elasticidad del acero (E_s) de 2100000 kg/cm². La deformación última del concreto (ϵ_{cu}) fue de 0.003 rad, mientras que la deformación unitaria del acero al punto de fluencia (ϵ_y) es de 0.0020 rad. La distancia desde el extremo comprimido de la sección hasta el centroide del refuerzo de acero (d') fue de 6.55 cm, y la distancia efectiva (d) desde el extremo comprimido hasta el centroide del refuerzo longitudinal fue de 53.45 cm. El coeficiente β_1 , que depende de la resistencia del concreto y se usa para definir la profundidad del bloque de compresión equivalente, es de 0.85, conforme al rango especificado, que varía entre 0.65 y $(1.05 - f'c/1400)$, en este caso limitado a 0.90. La mínima área de refuerzo (A_{smin}) requerida es de 4.35 cm², y el área de refuerzo comprimido adicional ($A_{s'}$) fue de 5.68 cm².

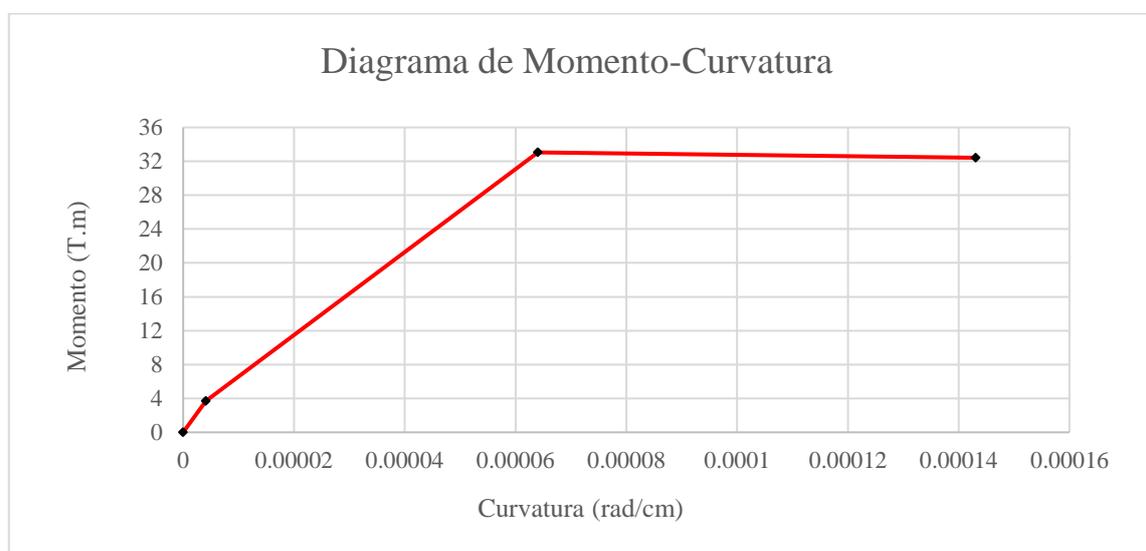


Figura 21: Diagrama de momento-curvatura y ductilidad de viga 25x60

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 21, en relación al diagrama de momento-curvatura de la viga de 25x60 cm mostró que, inicialmente, el momento flector aumenta de manera lineal con la curvatura, lo que corresponde a la etapa elástica del comportamiento de la viga. Al alcanzar una curvatura aproximada de 0.0006 rad/cm, el momento flector llega a un valor máximo constante de 32 T.m, lo que indica el inicio de la fluencia del acero de refuerzo. A partir de este punto, el momento se mantuvo constante, incluso con un aumento adicional en la curvatura, lo que sugiere un comportamiento plástico de la viga. El análisis confirmó que el diseño de la viga es subreforzada, proporcionando una combinación óptima de capacidad de carga y ductilidad. Esto demostró que la cantidad de refuerzo es menor que la necesaria para que la sección sea balanceada, asegurando que el acero alcanzará su deformación de fluencia antes de que el concreto llegue a su máxima capacidad de deformación. Esta característica fue esencial para la seguridad y la resiliencia estructural, ya que permitió que la viga tenga un comportamiento dúctil, proporcionando advertencias visibles antes del fallo y evitando colapsos frágiles y repentinos.

Tabla 56. Viga 15 cm X 60 cm

b(cm)=	15.00	$\epsilon_{cu}(\text{rad})=$	0.003	$f'_c(\text{kg/cm}^2)=$	210.00	$E_c(\text{kg/cm}^2)=$	250998
h(cm)=	60.00	$A_s(\text{cm}^2) =$	17.04	$f_y(\text{kg/cm}^2) =$	4200.00	n=	8.37
d'(cm)=	6.55	$\epsilon_y(\text{rad})=$	0.0020	$E_s(\text{kg/cm}^2) =$	2100000	$A_{smin}(\text{cm}^2) =$	4.35
d(cm)=	53.45	$\beta_1=$	0.85	$\beta_1=$	0.85	$1.05-f'_c/1400$	0.90
		$A'_s(\text{cm}^2) =$	5.68	$0.65 \leq \beta_1 \leq (1.05-f'_c/1400)$		0.90	

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 56 se observa respecto a la viga de 15 cm X 60 cm, la resistencia del concreto (f'_c) fue de 210 kg/cm², y su módulo de elasticidad (E_c) fue de 250998 kg/cm². El área de refuerzo de acero longitudinal (A_s) fue de 17.04 cm², y la resistencia del acero (f_y) fue de 4200 kg/cm², con un módulo de elasticidad del acero (E_s) de 2100000 kg/cm². La deformación última del concreto (ϵ_{cu}) es de 0.003 rad, mientras que la deformación unitaria del acero al punto de fluencia (ϵ_y) fue de 0.0020 rad. La distancia desde el extremo comprimido de la sección hasta

el centroide del refuerzo de acero (d') fue de 6.55 cm, y la distancia efectiva (d) desde el extremo comprimido hasta el centroide del refuerzo longitudinal fue de 53.45 cm. El coeficiente β_1 , que depende de la resistencia del concreto y se usó para definir la profundidad del bloque de compresión equivalente, fue de 0.85, conforme al rango especificado, que varía entre 0.65 y $(1.05 - f'_c/1400)$, en este caso limitado a 0.90. La mínima área de refuerzo (A_{smin}) requerida fue de 4.35 cm², y el área de refuerzo comprimido adicional ($A_{s'}$) fue de 5.68 cm².

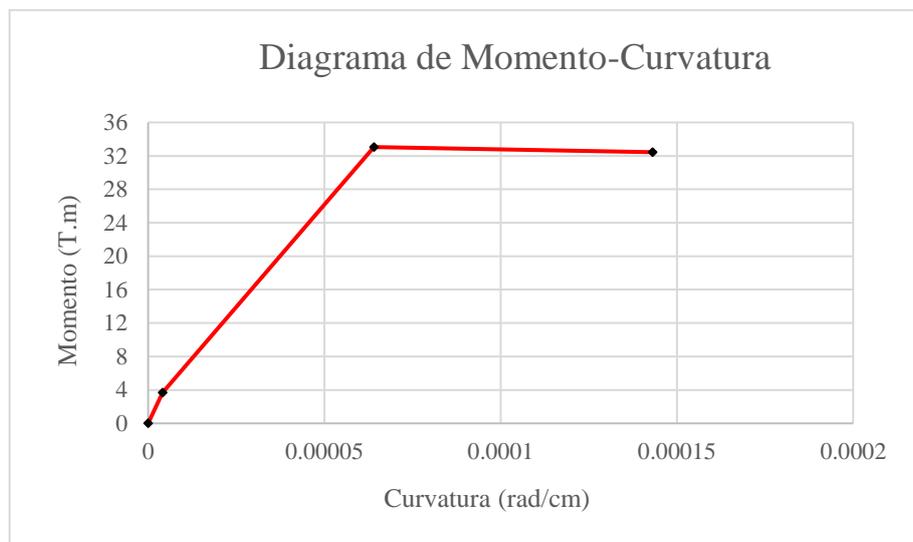


Figura 22: Diagrama de momento-curvatura y ductilidad de viga 15x60

Fuente: Elaboración propia.

La Figura 22 sobre el diagrama de momento-curvatura para una viga de 15 cm x 60 cm, muestra que la viga es sobre reforzada, lo que se refleja en su alta capacidad de carga, alcanzando un momento significativo antes de estabilizarse. Sin embargo, este tipo de diseño tiene una desventaja crucial: su comportamiento es frágil. En el contexto de la seguridad estructural, especialmente en zonas sísmicas, es preferible evitar vigas sobrerreforzadas debido a su incapacidad para proporcionar una advertencia visible antes del fallo. La ductilidad es esencial en estructuras sismorresistentes porque permite absorber y disipar energía durante un evento sísmico, asegurando que la estructura no falle abruptamente. Por lo tanto, a pesar de la alta capacidad de carga, la falta de ductilidad en esta viga sobrerreforzada representa un riesgo significativo para la seguridad estructural.

Tabla 57. Deformación máxima y ductilidad

Método	Rotación Elástica (rad)	Rotación Inelástica (θ_p) (rad)	Rotación Última (θ_u) (rad)	Deflexión Elástica (cm)	Deflexión Inelástica (Δ_p) (cm)	Deflexión Última (Δ_u) (cm)	Deformación Máxima	Ductilidad
Propuesta Sawyer	0.005	0.0133	0.0183	NaN	NaN	NaN	0.0183	1.38
Propuesta Mattock				0.6667	2.427	3.09392	3.09392	1.27

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 57 se muestra la deformación máxima y ductilidad obtenidos mediante dos métodos distintos. En el caso de la Propuesta Sawyer, la rotación elástica fue de 0.005 rad, la rotación inelástica (θ_p) fue de 0.0133 rad, y la rotación última (θ_u) alcanzó los 0.0183 rad. Estos resultados demostraron que el elemento estructural tiene una buena capacidad de deformación antes de alcanzar su punto de falla, con una deformación máxima registrada de 0.0183 rad y una ductilidad de 1.38, lo que significa que puede deformarse significativamente sin fallar, proporcionando un margen de seguridad adecuado en condiciones sísmicas. Por otro lado, la Propuesta Mattock no presenta valores específicos para rotaciones elásticas e inelásticas, pero mostró una deflexión elástica de 0.6667 cm, una deflexión inelástica (Δ_p) de 2.427 cm y una deflexión última (Δ_u) de 3.09392 cm, enfocándose más en las deflexiones totales del elemento, por ende, la deformación máxima de 3.09392 cm y la ductilidad de 1.27 demostraron que el elemento tiene una capacidad considerable para deformarse bajo cargas extremas.

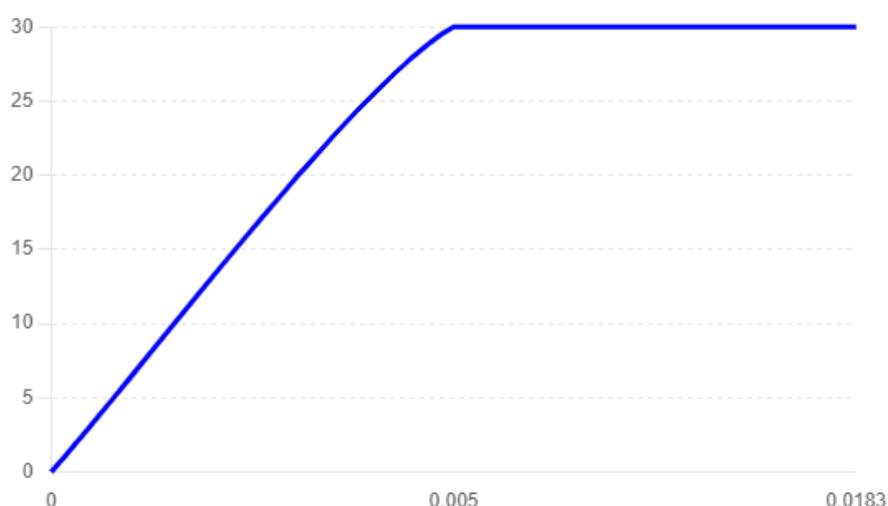


Figura 23: Diagrama de rotación

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 23 se observa que, a medida que aumenta la rotación, el momento flector incrementa inicialmente de manera lineal hasta alcanzar un punto de estabilización, donde la curva se aplana, lo que indica ductilidad, lo que indica que la viga puede soportar deformaciones significativas antes de llegar a su capacidad máxima. También se observa que la rotación inicial es baja, y a medida que el momento aumenta, la rotación también lo hace hasta llegar a aproximadamente 0.005 rad. En este punto, el momento se estabiliza cerca de 30 T.m, de manera que el elemento ha alcanzado su capacidad máxima de carga. Después de este punto, aunque la rotación continúa aumentando ligeramente, el momento flector se mantiene constante, indicando que el material sigue deformándose sin un aumento adicional en la carga soportada.



Figura 24: Diagrama de Deflexión

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 24 se observa que Inicialmente, la deflexión aumenta a un ritmo constante junto con el momento flector hasta alcanzar aproximadamente 0.6667 cm de deflexión, momento en el cual el momento flector llega a su valor máximo cercano a 30 T.m. Después de este punto, aunque la deflexión continúa

aumentando, el momento se mantiene constante, indicando que el elemento ha alcanzado su capacidad máxima de carga y está entrando en una fase de deformación plástica sin aumento adicional de la carga soportada.

Estos comportamientos evidencian una buena ductilidad y capacidad de disipación de energía del elemento estructural, lo cual es un indicador de seguridad y resiliencia de la estructura durante eventos sísmicos.

Relaciones generales fuerza deformación

En el contexto del análisis estructural realizado, las relaciones fuerza-deformación permitieron evaluar la rigidez, resistencia, ductilidad y capacidad de absorción de energía de los elementos estructurales, lo que es útil para saber si los elementos estructurales puedan soportar cargas sin fallar y que puedan deformarse de manera controlada, redistribuyendo tensiones y proporcionando advertencias antes de un fallo catastrófico.

Tabla 58. Momento – Rotación/Rotulas plásticas en vigas

Condición	Rotación_25x50 (Rad/m)	Momento_25x50 (T-m)	Rotación_25x60 (Rad/m)	Momento_25x60 (T-m)	Rotación_15x60 (Rad/m)	Momento_15x60 (T-m)
Inicial	0	0	0	0	0	0
Estado de fluencia	0.002	38.41	0.002	40.00	0.002	35.00
Estado último	0.027	48.02	0.028	50.00	0.026	45.00
Estado residual	0.027	7.682	0.028	8.00	0.026	7.00
Estado de colapso	0.052	7.682	0.053	8.00	0.050	7.00

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 58 respecto a las vigas de dimensiones 25x50 cm, 25x60 cm y 15x60 cm, considerando cuatro estados clave: inicial, de fluencia, último, residual y de colapso. En la condición inicial, todas las vigas presentaron una rotación y un momento de cero, indicando la ausencia de carga. En el estado de fluencia, las vigas 25x50 cm y 25x60 cm alcanzaron una rotación de 0.002 rad/m con momentos de 38.41 T-m y 40.00 T-m respectivamente, mientras que la viga 15x60 cm alcanzó un momento de 35.00 T-m con la misma rotación. En el estado último, la viga 25x50 cm alcanzó un momento de 48.02 T-m con una rotación de 0.027 rad/m, la viga 25x60 cm alcanzó 50.00 T-m con una rotación de 0.028 rad/m, y la viga 15x60 cm

alcanza 45.00 T-m con una rotación de 0.026 rad/m. En el estado residual, las tres vigas mostraron momentos significativamente menores, con la viga 25x50 cm en 7.682 T-m, la viga 25x60 cm en 8.00 T-m y la viga 15x60 cm en 7.00 T-m, todas con rotaciones similares a las del estado último. Finalmente, en el estado de colapso, las vigas mantuvieron los mismos momentos residuales con rotaciones ligeramente mayores, evidenciando una pérdida de capacidad de carga estructural pero aun soportando cierta resistencia.

Tabla 59. Evaluación

Parámetro	Valor	Criterio	Conformidad
Refuerzo transversal	$-0.0627 \leq 0$	Cumple	Conforme
$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}}$	$0.19896 \leq 0.25$	Cumple	Conforme
Espaciamiento s	$10.00 < 15.00$	Cumple	Conforme
Fuerza de corte Vs	$26.24 > 8.97$	Cumple	Conforme

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 59 se muestra que el refuerzo transversal tuvo un valor de -0.0627, que es menor o igual a cero, cumpliendo con los criterios establecidos y, por lo tanto, es conforme. Otro criterio de refuerzo transversal mostro un valor de 0.19896, que es menor o igual a 0.25, también cumpliendo con el criterio y siendo conforme. El espaciamento de los estribos fue de 10.00 cm, lo que es menor que el límite máximo de 15.00 cm, cumpliendo así con los requisitos y siendo conforme. Finalmente, la fuerza de corte (Vs) fue de 26.24, la cual fue significativamente mayor que el criterio mínimo de 8.97, lo que indica que este parámetro cumple y es conforme. Estos resultados mostraron que todos los parámetros evaluados cumplen con los criterios de diseño especificados, asegurando así la conformidad y la seguridad estructural de la edificación.

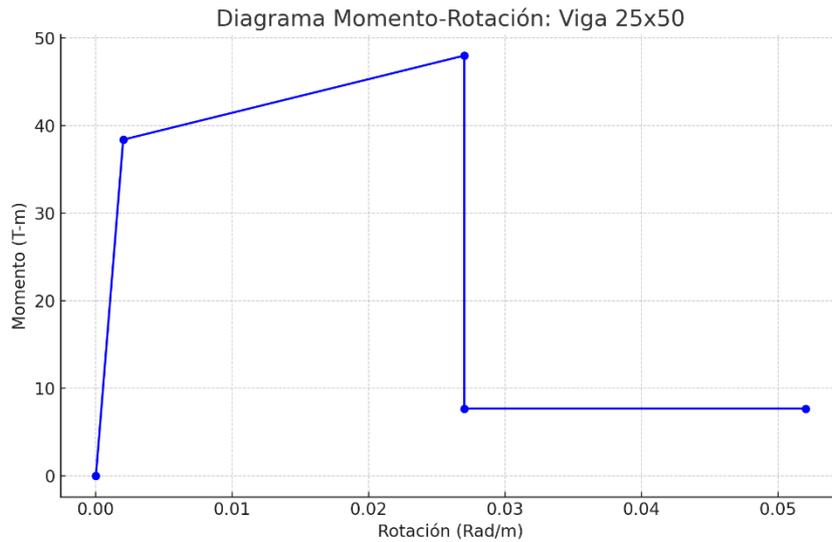


Figura 25: Diagrama momento/rotación viga 25X50

Fuente: Elaboración propia.

En la figura se observa respecto al momento/rotación viga 25X50 que, en el estado inicial, con una rotación de 0 rad/m, el momento fue de 0 T-m. A medida que la rotación aumenta, el momento también incrementa, alcanzando el estado de fluencia con una rotación de 0.002 rad/m y un momento de aproximadamente 38.41 T-m. La viga continúa acumulando momento hasta llegar al estado último con una rotación de 0.027 rad/m y un momento de 48.02 T-m, lo que representa la capacidad máxima de momento que la viga puede soportar antes de que empiece a degradarse. Después de este punto, el momento se redujo drásticamente hasta un estado residual con una rotación de 0.027 rad/m y un momento de 7.682 T-m. Finalmente, en el estado de colapso, la rotación llegó a 0.052 rad/m, manteniendo el mismo momento residual de 7.682 T-m, lo que indica que la viga tuvo una alta capacidad de carga inicial, pero una vez que se alcanza el momento máximo, el momento decae significativamente, lo que resalta la importancia de que se hallan diseñado vigas con suficiente ductilidad para evitar fallos frágiles.

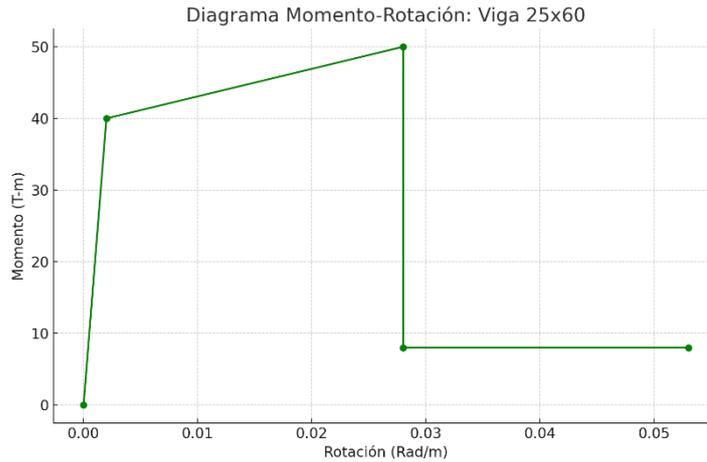


Figura 26: Diagrama momento/rotación viga 25X60

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 26 respecto al momento-rotación de la viga 25x50 muestra que inicialmente, con una rotación de 0 rad/m, el momento fue 0.00. Conforme la rotación aumenta, el momento incrementa hasta alcanzar el estado de fluencia a 0.002 rad/m con un momento de 38.41 T-m. Al continuar la carga, el momento sigue aumentando hasta alcanzar su valor máximo en el estado último, con una rotación de 0.027 rad/m y un momento de 48.02 T-m. Esto representa la máxima capacidad de la viga para soportar el momento antes de que comience a degradarse. Posteriormente, el momento disminuyó bruscamente, indicando una pérdida de capacidad de carga, y se estabilizó en un estado residual con un momento de 7.682 T-m a la misma rotación de 0.027 rad/m. Finalmente, en el estado de colapso, la rotación aumentó a 0.052 rad/m, manteniendo el momento residual de 7.682 T-m, evidenciando que la viga, a pesar de tener una alta capacidad de carga inicial, perdió su capacidad drásticamente después de alcanzar el momento máximo, subrayando la importancia de un diseño con suficiente ductilidad para prevenir fallos frágiles y repentinos en condiciones extremas.

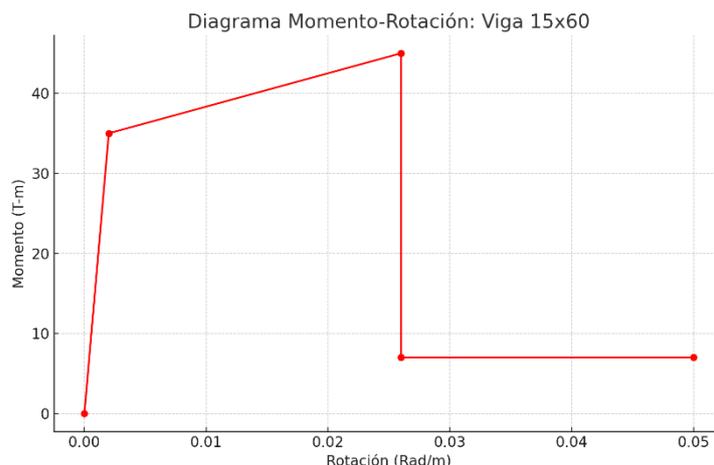


Figura 27: Diagrama momento/rotación viga 15X60

Fuente: Elaboración propia.

La figura sobre momento-rotación de la viga 15x60 muestra cómo el momento flector cambia en función de la rotación de la viga en diferentes estados de carga. Inicialmente, con una rotación de 0 rad/m, el momento es cero. Conforme la rotación incrementa, el momento también aumenta hasta alcanzar el estado de fluencia a 0.002 rad/m con un momento de 35 T-m. Continuando con la carga, el momento sigue creciendo hasta alcanzar su valor máximo en el estado último, con una rotación de 0.026 rad/m y un momento de 45 T-m. Este es el punto de máxima capacidad de carga de la viga. Posteriormente, el momento disminuye bruscamente, indicando una pérdida de capacidad de carga significativa, y se estabiliza en un estado residual con un momento de 7 T-m a la misma rotación de 0.026 rad/m. Finalmente, en el estado de colapso, la rotación aumenta a 0.050 rad/m, manteniendo el momento residual de 7 T-m, lo que demuestra que, aunque la viga tiene una alta capacidad de carga inicial, su capacidad disminuye significativamente después de alcanzar el momento máximo.

Tabla 60. Momento-Rotación para las Columnas

Columna	Tipo de Columna	Dimensiones	Rotación Inicial (Rad/m)	Momento Inicial (T-m)	Rotación Fluencia (Rad/m)	Momento Fluencia (T-m)	Rotación Última (Rad/m)	Momento Último (T-m)	Rotación Residual (Rad/m)	Momento Residual (T-m)	Rotación Colapso (Rad/m)	Momento Colapso (T-m)
C1	Rectangular	0.25 x 0.50 m	0	0	0.002	38.41	0.027	48.02	0.027	7.682	0.062	7.682
C2	Cuadrada	0.30 x 0.30 m	0	0	0.002	38.41	0.027	48.02	0.027	7.682	0.062	7.682
C3	Circular	Ø 0.50 m	0	0	0.002	38.41	0.027	48.02	0.027	7.682	0.062	7.682

C4	Trapezoidal	0.50 x 0.30 m	0	0	0.002	38.41	0.027	48.02	0.027	7.682	0.062	7.682
C5	Circular	Ø 0.70 m	0	0	0.002	38.41	0.027	48.02	0.027	7.682	0.062	7.682

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 60, resultados muestran que las columnas del Centro de Convenciones Sullana presentaron una adecuada capacidad de carga y ductilidad, cumpliendo con los requisitos de diseño para garantizar la seguridad estructural bajo cargas extremas, incluyendo eventos sísmicos. La evaluación detallada de los momentos y rotaciones en diferentes estados asegura que las columnas se desempeñen adecuadamente y proporcionen la resistencia necesaria para proteger la estructura y a sus ocupantes.

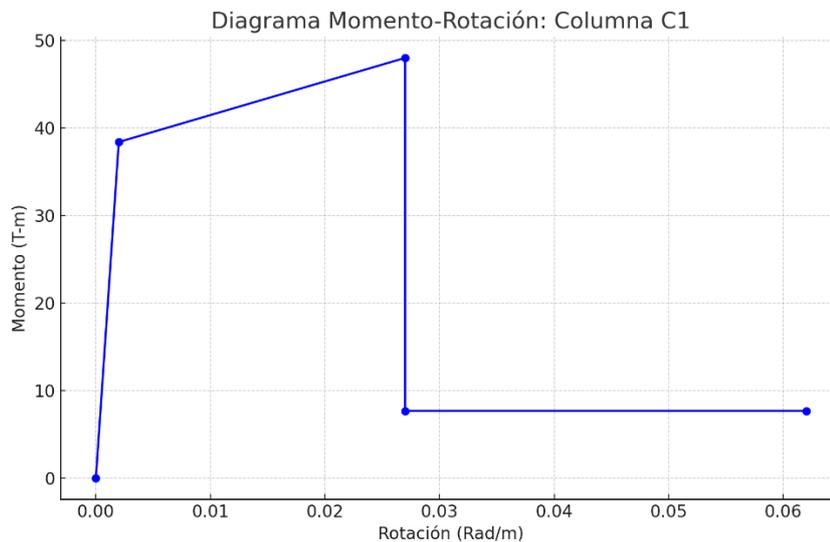


Figura 28: Diagrama momento rotación C1

Fuente: Elaboración propia.

La figura del momento-rotación para la columna C1 muestra que el estado inicial, con una rotación de 0 rad/m, el momento también es cero. A medida que la rotación aumenta, el momento incrementa rápidamente hasta alcanzar el estado de fluencia a aproximadamente 0.002 rad/m, donde el momento fue de 38.41 T-m. Luego, el momento siguió creciendo hasta alcanzar su valor máximo en el estado último a una rotación de aproximadamente 0.027 rad/m con un momento de 48.02 T-m. Después de este punto, el momento flector disminuyó drásticamente, lo que indica una pérdida significativa en la capacidad de carga de la columna, estabilizándose

en un momento residual de 7.682 T-m a la misma rotación de 0.027 rad/m. Finalmente, en el estado de colapso, la rotación aumenta a 0.062 rad/m mientras el momento flector se mantiene en el valor residual de 7.682 T-m. lo que evidencia que la columna tenía una alta capacidad de carga inicial, pero después de alcanzar su momento máximo, su capacidad disminuyó, resaltando la importancia de que se haya considerado que las columnas en la estructura deben ser capaces de mantener la ductilidad para prevenir fallos abruptos y catastróficos.

Tabla 61. Momento-Rotación para Placas

Placa	Nivel Inicial	Nivel Final	Dimensiones (m)	Rotación Inicial (Rad/m)	Momento Inicial (T-m)	Rotación Fluencia (Rad/m)	Momento Fluencia (T-m)	Rotación Última (Rad/m)	Momento Último (T-m)
P-1	Sótano	Primer Nivel	0.20 x 2.50	0	0	0.000874	50	0.001311	75
P-2	Sótano	Segundo Nivel	0.25 x 2.50	0	0	0.000874	50	0.001311	75
P-3	Sótano	Tercer Nivel	0.30 x 2.50	0	0	0.000874	50	0.001311	75
P-4	Sótano	Segundo Nivel	0.20 x 2.00	0	0	0.000874	50	0.001311	75
P-5	Sótano	Primer Nivel	0.25 x 2.00	0	0	0.000874	50	0.001311	75
P-6	Sótano	Tercer Nivel	0.30 x 2.50	0	0	0.000874	50	0.001311	75

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla respecto al momento-rotación para las placas evidenciaron que los valores de momento de fluencia (50 T-m) y momento último (75 T-m) obtenidos para las placas son capaces de soportar cargas significativas antes de alcanzar sus límites estructurales. La diferencia entre estos dos valores muestra que las placas poseen una reserva de capacidad que puede ser movilizada en situaciones de carga extrema, asegurando así la estabilidad de la estructura.

Así mismo, las rotaciones de fluencia (0.000874 Rad/m) y última (0.001311 Rad/m) reflejan la capacidad de las placas para deformarse sin fallar, permitiendo a las estructuras disipar energía y evitar fallos catastróficos. Los valores de rotación obtenidos demuestran que las placas del Centro de Convenciones Sullana tienen una capacidad adecuada para soportar deformaciones significativas,

proporcionando así un comportamiento estructural más seguro y predecible durante eventos sísmicos.

Además, los estados de rotación residual y de colapso mostraron que, incluso después de haber alcanzado su capacidad máxima de carga, las placas mantienen una cierta capacidad de resistencia antes de la falla total, lo cual es fundamental para garantizar la seguridad de la estructura, ya que proporciona un margen adicional de advertencia antes de un fallo inminente, permitiendo una evacuación segura y oportuna de los ocupantes.

4.2. RESULTADOS DE ACUERDO A LOS OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

O.E.1. Identificar la curva de capacidad, los puntos de desempeño sísmico y el desempeño sísmico estructural mediante el análisis Pushover del Centro de Convenciones Sullana, Piura-2024.

Para el logro de este objetivo se creó un modelo digital detallado del Centro de Convenciones Sullana en ETABS, siguiendo las normativas peruanas NTP E.030 de 2016 y su actualización de 2018, lo que permitió evaluar cómo la estructura responde a diferentes niveles de amenaza sísmica.

El análisis Pushover involucró la aplicación de fuerzas laterales progresivas en el modelo estructural para generar una curva de capacidad, la cual muestra la relación entre la fuerza lateral aplicada y el desplazamiento del edificio. A partir de esta curva, se determinaron los puntos de desempeño sísmico, que indican los niveles de daño esperados bajo diferentes intensidades de sismo. Además, se evaluó el desempeño sísmico estructural, identificando cómo la estructura responde a diversas demandas sísmicas en términos de deformaciones y esfuerzos. Para completar el análisis, se utilizaron espectros de demanda sísmica que representan las posibles demandas sísmicas en la región y se compararon con la capacidad estructural del edificio. Esto permitió identificar los puntos críticos donde la estructura puede experimentar daños y establecer las medidas necesarias para garantizar su integridad y seguridad. En conjunto, estos procedimientos aseguraron una evaluación exhaustiva del comportamiento sísmico del Centro de Convenciones Sullana, permitiendo tomar decisiones informadas para su diseño y

construcción sismorresistente. Como se muestra en las tablas 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70 y 71, y en las figuras 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35 y 36.

Tabla 62. Descripción del modelo

Parámetro	Valor
Materiales	Concreto armado
Normativas	NTP E.030 (2016, 2018)
Software	ETABS 20

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 62 se observa que, en términos de materiales, se especifica que el modelo está compuesto de concreto armado, utilizado por su resistencia y durabilidad. Las normativas aplicadas en el modelado y análisis corresponden a la NTP E.030, tanto en su versión de 2016 como en la actualización de 2018, con la finalidad de asegurar que el diseño cumpla con los estándares peruanos vigentes para construcciones sismorresistentes. El software empleado para realizar el análisis es ETABS 20, que permitió realizar análisis detallados y precisos de las estructuras, facilitando la evaluación del comportamiento sísmico del edificio y garantizando un diseño seguro y eficiente.

Espectros de demanda:

Los espectros de demanda, son esenciales en el análisis sísmico para predecir las respuestas de la edificación bajo diversas condiciones de sismo. Estos espectros muestran la aceleración espectral (S_a), que es una medida de la fuerza de un sismo, y la relación de respuesta espectral (S/R), que ajusta esa aceleración en función de la rigidez y el amortiguamiento de la estructura. Ambos se muestran para tres tipos de eventos sísmicos: SE (Sismo Esperado), DE (Diseño Extremo) y ME (Máximo Esperado).

Los espectros de demanda sísmica se calcularon mediante la siguiente fórmula general:

$$S_a(T) = S_{a0} - k \cdot T$$

Donde:

- Sa_0 es el valor de Sa cuando $T=0$
- k es la pendiente de la línea, que se puede calcular tomando dos puntos consecutivos y calculando la diferencia entre ellos.

Tabla 63. Espectros de Demanda

T (s)	C	Sa (SE)	S/R (SE)	Sa (DE)	S/R (DE)	Sa (ME)	S/R (ME)
0.000	2.50	0.350	0.050	0.700	0.100	1.050	0.150
0.050	2.50	0.345	0.049	0.690	0.099	1.035	0.148
0.100	2.50	0.340	0.048	0.680	0.097	1.020	0.146
0.150	2.50	0.335	0.048	0.670	0.096	1.005	0.144
0.200	2.50	0.330	0.047	0.660	0.094	0.990	0.142
0.250	2.50	0.325	0.046	0.650	0.093	0.975	0.140
0.300	2.50	0.320	0.045	0.640	0.091	0.960	0.138
0.350	2.50	0.315	0.045	0.630	0.090	0.945	0.136
0.400	2.50	0.310	0.044	0.620	0.088	0.930	0.134
0.450	2.50	0.305	0.043	0.610	0.087	0.915	0.132
0.500	2.50	0.300	0.042	0.600	0.086	0.900	0.130
0.550	2.50	0.295	0.042	0.590	0.084	0.885	0.128
0.600	2.50	0.290	0.041	0.580	0.083	0.870	0.126
0.650	2.31	0.284	0.040	0.568	0.081	0.852	0.123
0.700	2.14	0.277	0.039	0.554	0.079	0.831	0.120
0.750	2.00	0.270	0.038	0.540	0.077	0.810	0.117
0.800	1.88	0.263	0.037	0.526	0.075	0.789	0.115
0.850	1.76	0.256	0.036	0.512	0.073	0.768	0.112
0.900	1.67	0.249	0.035	0.498	0.071	0.747	0.109
0.950	1.58	0.242	0.034	0.484	0.069	0.726	0.106
1.000	1.50	0.235	0.033	0.470	0.067	0.705	0.104
1.050	1.43	0.228	0.032	0.456	0.065	0.684	0.101
1.100	1.36	0.221	0.031	0.442	0.063	0.663	0.098
1.150	1.30	0.214	0.030	0.428	0.061	0.642	0.095
1.200	1.25	0.208	0.029	0.416	0.059	0.624	0.092
1.250	1.20	0.202	0.028	0.404	0.058	0.606	0.090

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla se observa que, Al inicio, con un período T de 0.000 segundos, las aceleraciones espectrales fueron de 0.350 g para sismos esperados, 0.700 g para sismos de diseño extremo y 1.050 g para sismos máximos esperados. A medida que el período aumentó, estas aceleraciones disminuyeron gradualmente. Las aceleraciones espectrales fueron 0.300 g (SE), 0.600 g (DE) y 0.900 g (ME). Este comportamiento indica que las fuerzas sísmicas son más intensas para estructuras más rígidas (períodos cortos) y disminuyen para estructuras más flexibles (períodos largos).

Las relaciones de respuesta (S/R) también variaron con el período, comenzando en 0.050 para sismos esperados, 0.100 para sismos de diseño extremo y 0.150 para sismos máximos esperados en T de 0.000 segundos. Estas relaciones de respuesta también disminuyeron con el aumento del período, reflejando una menor demanda en estructuras con mayor capacidad de deformación.

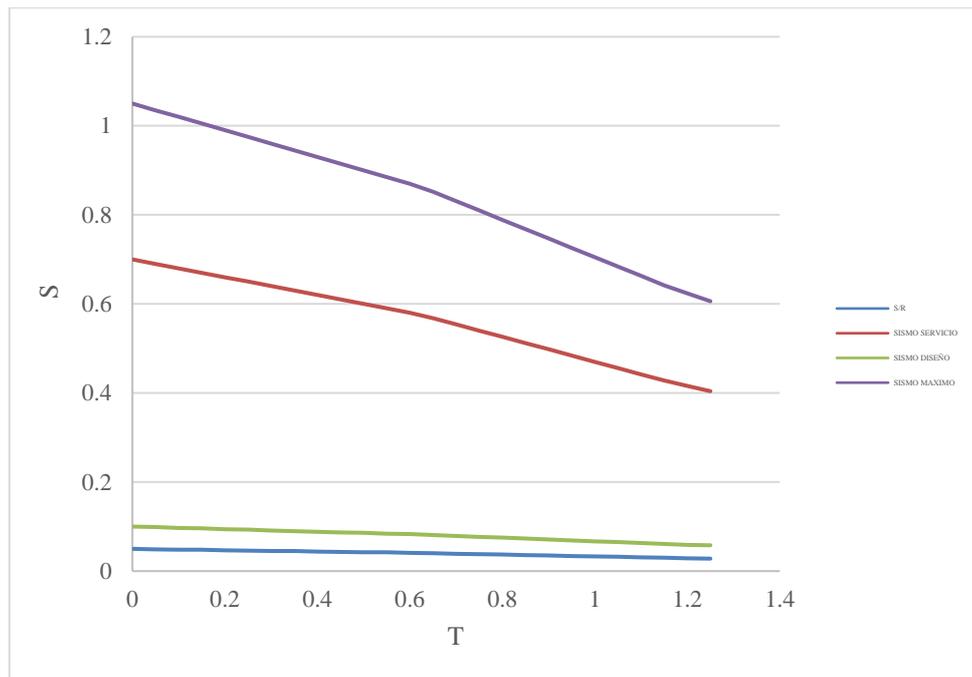


Figura 29: Espectros de Demanda ATC-40.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 29, las curvas indican que la aceleración espectral es mayor para los sismos máximos y disminuye progresivamente para los sismos de diseño y servicio. Para los períodos cortos (ceranos a cero), la aceleración espectral es alta, lo que refleja que las estructuras rígidas (con períodos cortos) experimentan mayores fuerzas sísmicas. A medida que el período aumenta, las aceleraciones espectrales disminuyen, indicando que las estructuras más flexibles (con períodos más largos) experimentan menores fuerzas sísmicas. Las curvas para sismos de servicio, diseño y máximo muestran una tendencia decreciente, lo que es característico de la mayoría de los espectros de respuesta sísmica, lo que destaca que las estructuras debieron ser diseñadas para que puedan soportar altas aceleraciones

en períodos cortos y mantengan su integridad estructural a través de un rango de períodos más largos.

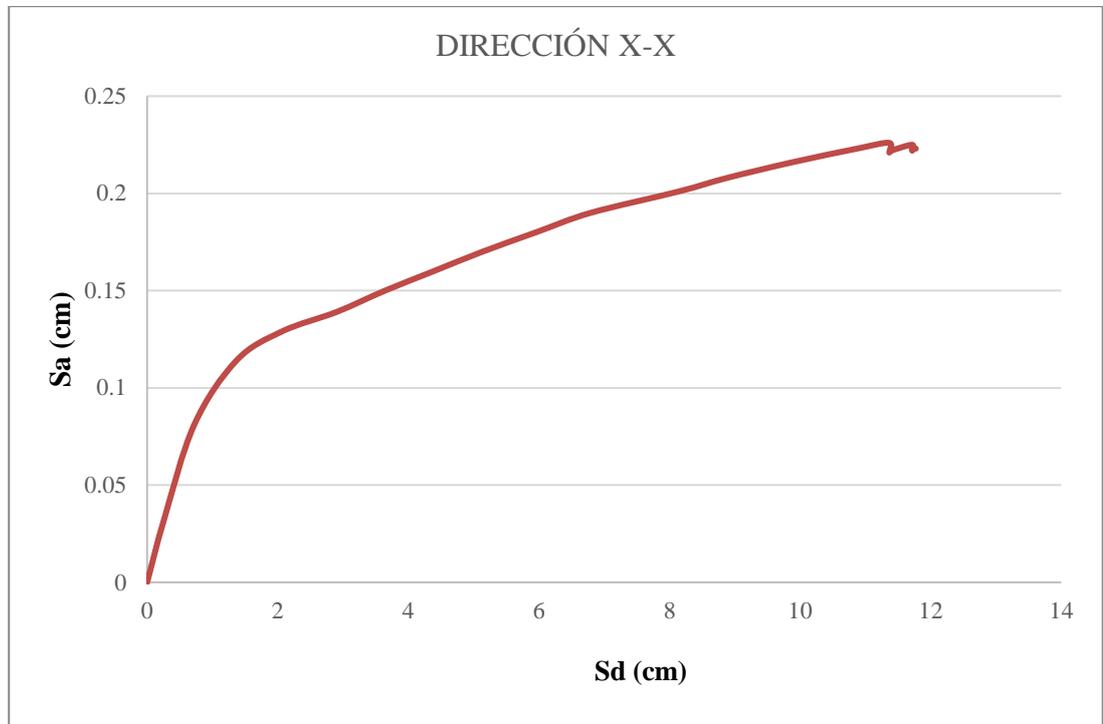


Figura 30: Espectro de capacidad dirección x-x

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura se muestra que, a medida que aumenta el desplazamiento, la aceleración espectral también aumenta de manera significativa, indicando que la estructura puede soportar incrementos en las cargas sísmicas con desplazamientos controlados. Sin embargo, a medida que la curva se aproxima a un desplazamiento de aproximadamente 10 a 12 cm, la tasa de incremento en la aceleración espectral comienza a disminuir, evidenciando que la estructura está alcanzando sus límites de capacidad. Esta disminución en la pendiente de la curva indica una transición hacia un comportamiento no lineal, donde la estructura empieza a experimentar deformaciones mayores por incrementos menores en la carga, lo que es crucial para entender su comportamiento antes de alcanzar su capacidad máxima y potencialmente entrar en un estado de falla.

Tabla 64. Espectros de demanda

T (s)	Sa 1 (Frecuente)	Sd 1 (cm)	Sa 2 (Ocasional)	Sd 2 (cm)	Sa 3 (Raro)	Sd 3 (cm)	Sa 4 (Muy Raro)	Sd 4 (cm)
0.0000	0.3354	0.0000	0.4696	0.0000	1.0063	0.0000	1.3081	0.0000
0.0500	0.3354	0.0000	0.4696	0.0000	1.0063	0.0001	1.3081	0.0001
0.1000	0.3354	0.0001	0.4696	0.0001	1.0063	0.0003	1.3081	0.0003
0.1500	0.3354	0.0002	0.4696	0.0003	1.0063	0.0006	1.3081	0.0007
0.2000	0.3354	0.0003	0.4696	0.0005	1.0063	0.0010	1.3081	0.0013
0.2500	0.3354	0.0005	0.4696	0.0007	1.0063	0.0016	1.3081	0.0021
0.3000	0.3354	0.0008	0.4696	0.0011	1.0063	0.0023	1.3081	0.0030
0.3500	0.3354	0.0010	0.4696	0.0015	1.0063	0.0031	1.3081	0.0041
0.4000	0.3354	0.0014	0.4696	0.0019	1.0063	0.0041	1.3081	0.0053
0.4500	0.3354	0.0017	0.4696	0.0024	1.0063	0.0052	1.3081	0.0067
0.5000	0.3354	0.0021	0.4696	0.0030	1.0063	0.0064	1.3081	0.0083
0.5500	0.3354	0.0026	0.4696	0.0036	1.0063	0.0077	1.3081	0.0100
0.6000	0.3354	0.0031	0.4696	0.0043	1.0063	0.0092	1.3081	0.0119
0.6500	0.3096	0.0033	0.4335	0.0046	0.9288	0.0099	1.2075	0.0129
0.7000	0.2875	0.0036	0.4025	0.0050	0.8625	0.0107	1.1213	0.0139
0.7500	0.2683	0.0038	0.3757	0.0054	0.8050	0.0115	1.0465	0.0149
0.8000	0.2516	0.0041	0.3522	0.0057	0.7547	0.0122	0.9811	0.0159
0.8500	0.2368	0.0043	0.3315	0.0061	0.7103	0.0130	0.9234	0.0169
0.9000	0.2236	0.0046	0.3131	0.0064	0.6708	0.0138	0.8721	0.0179
0.9500	0.2118	0.0048	0.2966	0.0068	0.6355	0.0145	0.8262	0.0189
1.0000	0.2013	0.0051	0.2818	0.0071	0.6038	0.0153	0.7849	0.0199
1.0500	0.1917	0.0054	0.2683	0.0075	0.5750	0.0161	0.7475	0.0209
1.1000	0.1830	0.0056	0.2561	0.0079	0.5489	0.0168	0.7135	0.0219
1.1500	0.1750	0.0059	0.2450	0.0082	0.5250	0.0176	0.6825	0.0229
1.2000	0.1677	0.0061	0.2348	0.0086	0.5031	0.0184	0.6541	0.0239
1.2500	0.1610	0.0064	0.2254	0.0089	0.4830	0.0191	0.6279	0.0249
1.3000	0.1548	0.0066	0.2167	0.0093	0.4644	0.0199	0.6038	0.0258
1.3500	0.1491	0.0069	0.2087	0.0096	0.4472	0.0206	0.5814	0.0268
1.4000	0.1438	0.0071	0.2013	0.0100	0.4313	0.0214	0.5606	0.0278
1.4500	0.1388	0.0074	0.1943	0.0103	0.4164	0.0222	0.5413	0.0288
1.5000	0.1342	0.0076	0.1878	0.0107	0.4025	0.0229	0.5233	

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 64 se observa que a medida que aumenta el periodo T, se observa que la aceleración espectral Sa decrece gradualmente en todas las categorías de sismo. Por ejemplo, para un sismo frecuente, Sa empieza en 0.3354 g cuando T=0 y disminuye progresivamente hasta 0.1342 g cuando T=1.5 segundos. Esto indica que las estructuras con periodos más largos experimentarán menores aceleraciones espectrales durante un sismo. Simultáneamente, el desplazamiento espectral Sd aumenta con el periodo. Al inicio, cuando T=0, el desplazamiento es nulo para todos los tipos de sismo. Sin embargo, a medida que el periodo aumenta, el desplazamiento también aumenta, lo que refleja que las estructuras más flexibles

(con periodos más largos) tendrán mayores desplazamientos durante un sismo. Es importante destacar que los valores de aceleración y desplazamiento son mayores en los sismos raros y muy raros en comparación con los sismos frecuentes y ocasionales.

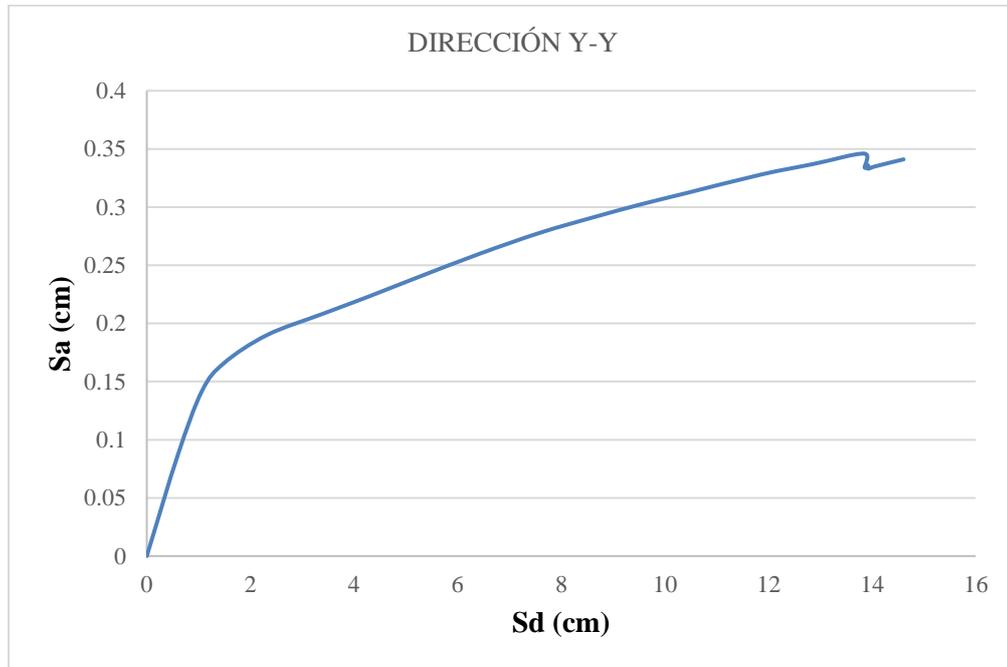


Figura 31: Espectro de capacidad dirección y-y

Fuente: Elaboración propia.

La Figura 31, muestra que inicialmente, a medida que el desplazamiento aumenta, la aceleración espectral también incrementa de manera pronunciada, lo que sugiere una alta capacidad de la estructura para resistir cargas sísmicas con desplazamientos controlados, lo cual se observa hasta aproximadamente 8 cm de desplazamiento, donde la curva comienza a aplanarse. A partir de este punto, el incremento en la aceleración espectral por unidad de desplazamiento disminuye, lo que implica que la estructura está alcanzando un comportamiento no lineal. Este cambio en la pendiente de la curva es indicativo de que la estructura está entrando en un régimen donde las deformaciones se vuelven más significativas por pequeños incrementos en la carga, acercándose a sus límites de capacidad. De manera que, al alcanzar aproximadamente 14 cm de desplazamiento, la curva muestra una ligera irregularidad, debido a que la estructura ha alcanzado su

capacidad máxima y que cualquier incremento adicional en la carga podría llevarla al estado de falla.

Tabla 65. Puntos de Desempeño sísmico X-X (FEMA 440)

Sismo	SaSaSa (g)	SdSdSd (cm)	TeffT_{eff}Teff (s)	βeffβ_{eff}βeff	Fuerza Cortante (kgf)	Relación de Ductilidad	Factor de Modificación (M)
Frecuente	0.124532	1.8632	0.8	0.1382	391591.82	2.711823	1.075578
Ocasional	0.137997	2.8154	0.945	0.1825	426455.69	3.482973	1.089718
Raro	0.194313	7.3386	1.243	0.2057	584352.79	7.953324	1.018601
Muy Raro	0.220042	10.4412	1.373	0.2017	664912.10	10.361055	0.988034

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 65 muestra que, para sismos frecuentes, la estructura experimenta una aceleración espectral (S_a) de 0.124532 g y un desplazamiento espectral (S_d) de 1.8632 cm, con un periodo efectivo (T_{eff}) de 0.8 segundos y un amortiguamiento efectivo (β_{eff}) de 0.1382, lo que genera una fuerza cortante de 391591.82 kgf, una relación de ductilidad de 2.711823 y un factor de modificación (M) de 1.075578. En sismos ocasionales, los valores de S_a y S_d aumentan a 0.137997 g y 2.8154 cm respectivamente, con un T_{eff} de 0.945 segundos y β_{eff} de 0.1825, resultando en una fuerza cortante de 426455.69 kgf, una relación de ductilidad de 3.482973 y un factor M de 1.089718.

Para sismos raros, la aceleración espectral alcanza 0.194313 g y el desplazamiento espectral es de 7.3386 cm, con T_{eff} de 1.243 segundos y β_{eff} de 0.2057, generando una fuerza cortante de 584352.79 kgf, una relación de ductilidad de 7.953324 y un factor M de 1.018601. Finalmente, en sismos muy raros, S_a es de 0.220042 g y S_d de 10.4412 cm, con T_{eff} de 1.373 segundos y β_{eff} de 0.2017, resultando en una fuerza cortante de 664912.10 kgf, una relación de ductilidad de 10.361055 y un factor M de 0.988034. Estos resultados demuestran que la estructura está diseñada para manejar diversas intensidades de sismos, incrementando su capacidad de deformación y absorción de energía conforme aumenta la severidad del evento sísmico, lo cual es muy importante para mantener la estabilidad y seguridad del edificio.

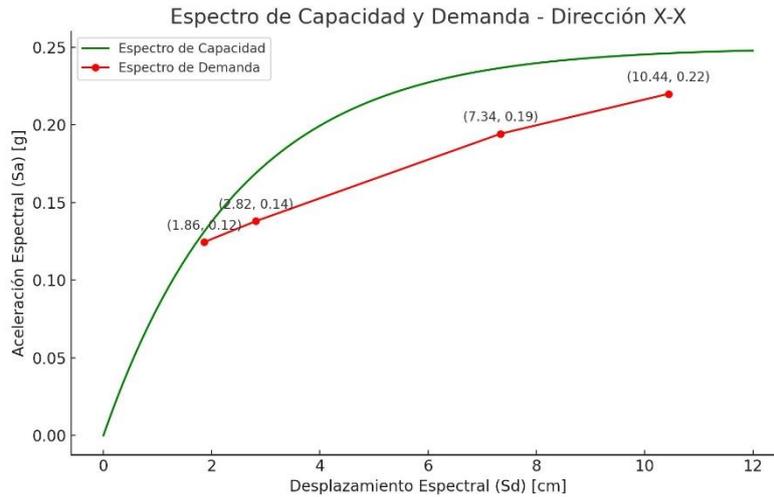


Figura 32: Espectro de capacidad y demanda X-X

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 32 se observa que, para un sismo frecuente, se registra una aceleración espectral (S_a) de 0.124 g y un desplazamiento espectral (S_d) de 1.8632 cm, con un período efectivo (T_{eff}) de 0.8 segundos y una ductilidad de 2.71, lo que indica que la estructura es capaz de deformarse moderadamente sin daños significativos. En un sismo ocasional, la S_a aumenta a 0.138 g y el S_d a 2.8154 cm, con un T_{eff} de 0.945 segundos y una ductilidad de 3.48, reflejando una mayor capacidad de absorción de energía antes de alcanzar niveles críticos de deformación.

Durante un sismo raro, el S_a sube a 0.194 g y el S_d a 7.3386 cm, con un T_{eff} de 1.243 segundos y una ductilidad de 7.95, indicando que la estructura puede soportar deformaciones severas y mantener su integridad estructural. En el caso de un sismo muy raro, la S_a llega a 0.220 g y el S_d a 10.4412 cm, con un T_{eff} de 1.373 segundos y una ductilidad de 10.36, demostrando que la estructura tiene una alta capacidad de deformación sin colapsar, además que está diseñada para soportar diferentes niveles de cargas sísmicas, asegurando su estabilidad y seguridad frente a terremotos de variada intensidad.

Tabla 66. Puntos de Desempeño sísmico Y-Y (FEMA 440)

Sismo	S_a (g)	S_d (cm)	T_{eff} (s)	β_{eff}	Fuerza Cortante (kgf)	Relación de Ductilidad	Factor de Modificación (M)
Frecuente	0.166585	1.5126	0.582	0.0749	339757.73	1.783159	0.926964
Ocasional	0.185355	2.1497	0.653	0.1053	375999.16	2.243773	0.921307
Raro	0.244263	5.4793	0.94	0.2025	481863.16	4.8934	0.980846

Muy Raro	0.288663	8.0	1.093	0.2054	566117.57	7.153595	1.021533
----------	----------	-----	-------	--------	-----------	----------	----------

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 66 se observa que, para un sismo frecuente, la aceleración espectral (S_a) es de 0.167 g y el desplazamiento espectral (S_d) es de 1.5126 cm, con un período efectivo (T_{eff}) de 0.582 segundos y una relación de ductilidad de 1.78, indicando una capacidad adecuada para resistir deformaciones menores sin daños significativos. En un sismo ocasional, la S_a es de 0.185 g y el S_d es de 2.1497 cm, con un T_{eff} de 0.653 segundos y una ductilidad de 2.24, mostrando una mayor capacidad de absorción de energía y resistencia a deformaciones moderadas. Durante un sismo raro, la S_a se incrementa a 0.244 g y el S_d a 5.4793 cm, con un T_{eff} de 0.94 segundos y una ductilidad de 4.89, reflejando una capacidad significativa para soportar deformaciones severas sin colapsar. En el caso de un sismo muy raro, la S_a alcanza 0.289 g y el S_d 8.0 cm, con un T_{eff} de 1.093 segundos y una ductilidad de 7.15, lo que demuestra una alta capacidad de deformación y absorción de energía antes de la falla estructural.

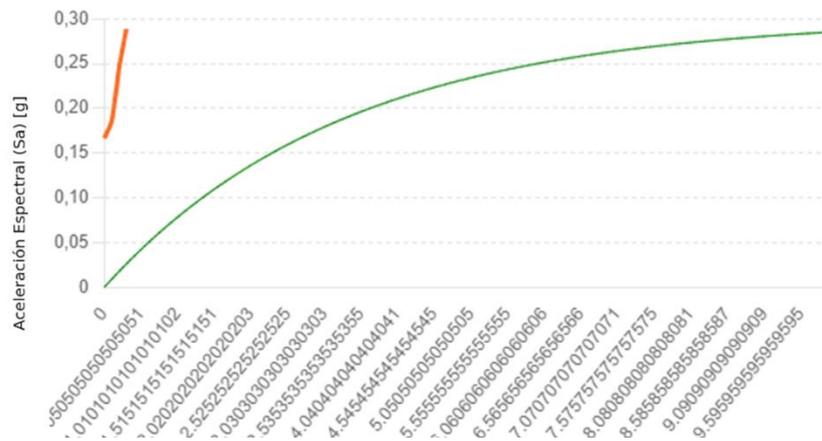


Figura 33: Espectro de capacidad y demanda Y-Y ATC – 40

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 33 se observa que la intersección más baja, representando un sismo frecuente, muestra que la estructura puede soportar bajas demandas sísmicas con una aceleración espectral de alrededor de 0.167 g y un desplazamiento espectral

de 1.5126 cm. A medida que aumentan las demandas sísmicas, los puntos de intersección se desplazan hacia arriba y hacia la derecha en el gráfico, demostrando que la estructura mantiene su integridad y capacidad de absorber energía sin fallar catastróficamente, incluso bajo condiciones de sismos muy raros, con una aceleración espectral de hasta 0.289 g y un desplazamiento espectral de 8.0 cm.

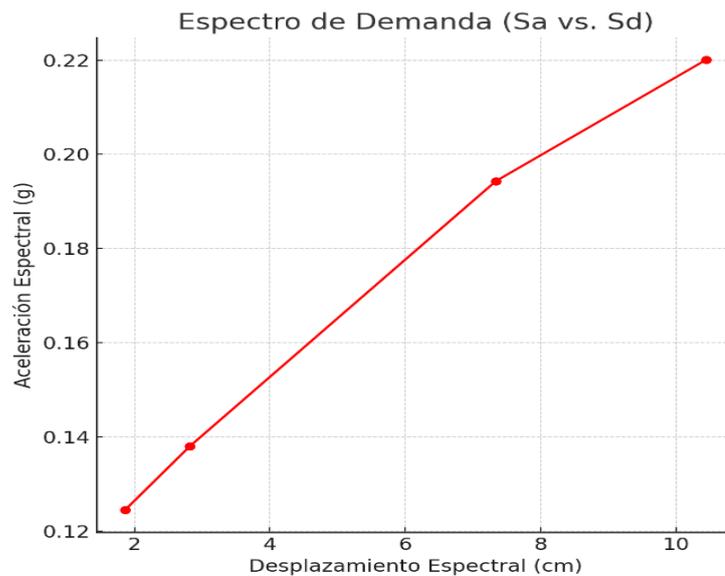


Figura 34: Espectro de demanda ATC- 40

Fuente: Elaboración propia.

La figura 34 muestra que, para un desplazamiento espectral de aproximadamente 2 cm, la aceleración espectral es de alrededor de 0.12 g, mientras que, para un desplazamiento de 10 cm, la aceleración aumenta a aproximadamente 0.22 g. Esta relación lineal entre S_a y S_d indica que la estructura responde de manera proporcional a las demandas sísmicas crecientes, lo cual es importante para evaluar su comportamiento bajo diferentes escenarios sísmicos y garantizar su capacidad para absorber y disipar energía sin colapsar.

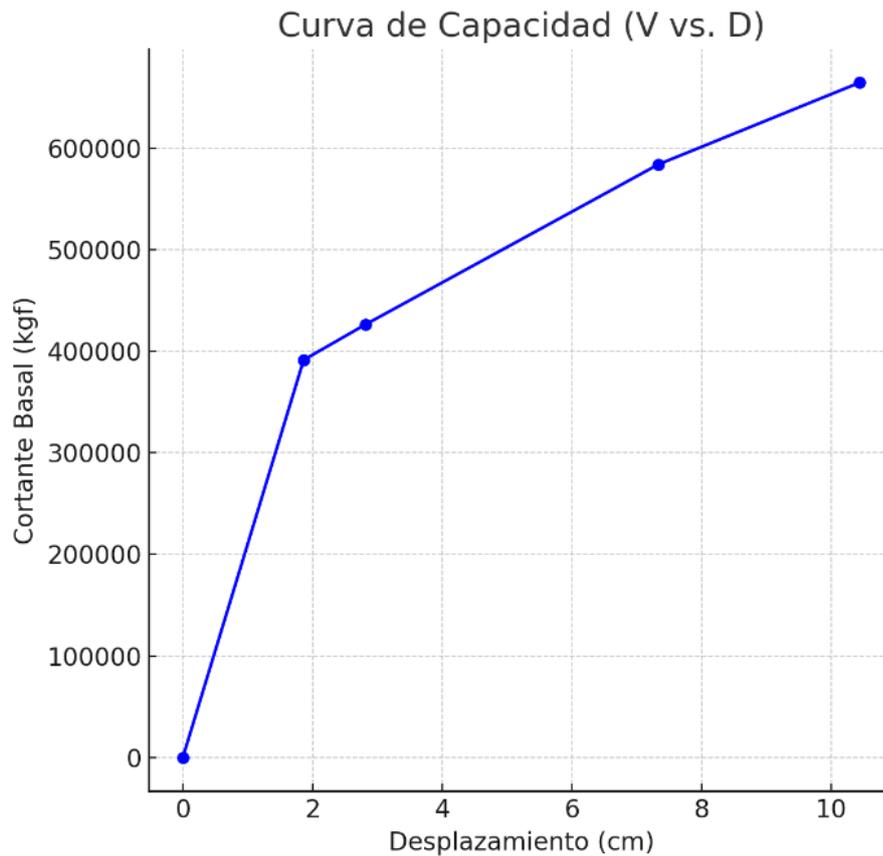


Figura 35: Curva de Capacidad ATC- 40

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 35 se observa que la estructura puede resistir una fuerza cortante basal de aproximadamente 400,000 kgf con un desplazamiento de 2 cm, lo que corresponde al límite elástico de la estructura donde el comportamiento es reversible. A medida que el desplazamiento aumenta, la estructura sigue resistiendo mayores fuerzas cortantes, alcanzando hasta 600,000 kgf con desplazamientos de hasta 10 cm. Estos puntos representan la fase inelástica, donde la estructura sufre deformaciones permanentes, indicando su capacidad para disipar energía a través de deformaciones plásticas. En el punto final, la estructura alcanza su capacidad máxima de resistencia antes de que la fuerza cortante basal deje de aumentar significativamente con el desplazamiento, lo que refleja la capacidad última de la estructura para absorber y disipar energía sin colapsar. De manera que los valores de cortante basal y desplazamiento en la curva de capacidad confirman que la estructura puede disipar energía a través de deformaciones plásticas sin colapsar.

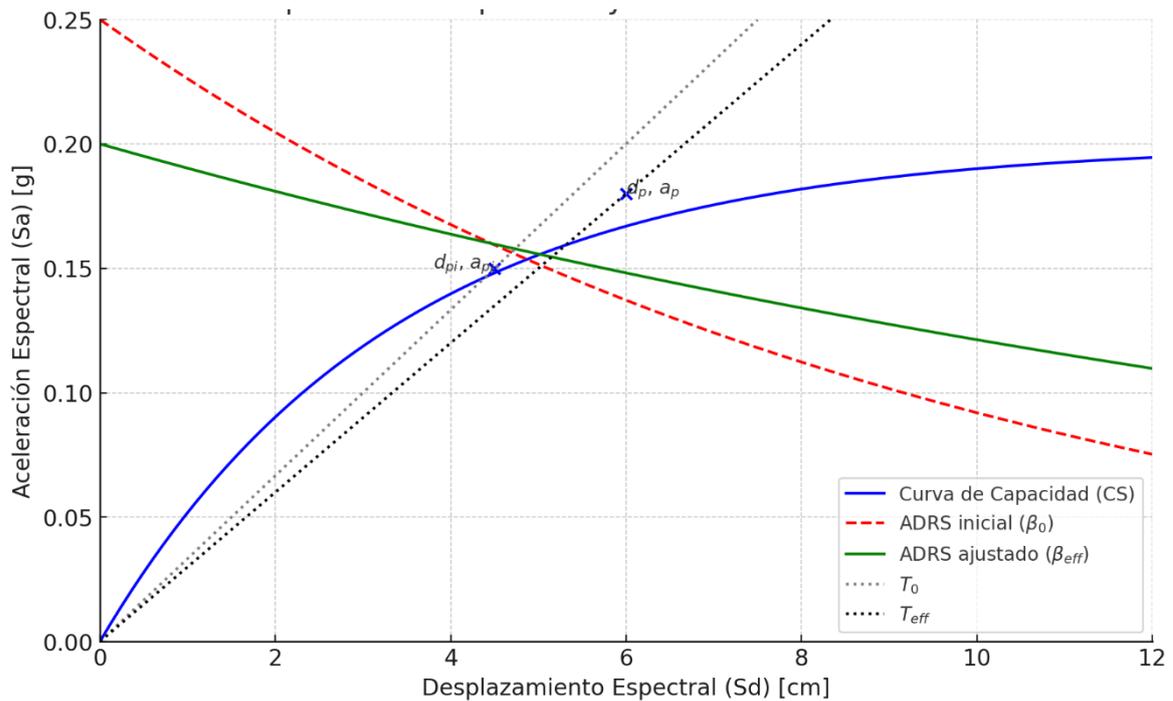


Figura 36: Curva de Capacidad y punto de Desempeño FEMA 440

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 36 se muestra que el punto de intersección (d_{pi}, a_{pi}) indica el desplazamiento espectral y la aceleración espectral que la estructura puede soportar sin alcanzar el colapso, señalando el nivel de demanda que la estructura puede manejar de manera segura, se observa que el desplazamiento espectral máximo (d_{pi}) se encuentra alrededor de los 6 cm y la aceleración espectral máxima (a_{pi}) es aproximadamente 0.15 g, mostrando la capacidad de la estructura para disipar energía sísmica y mantener su integridad estructural bajo cargas sísmicas significativas; indicando que la estructura puede soportar aumentos en el desplazamiento hasta un cierto punto antes de que su capacidad de carga disminuya, lo que será muy útil para la evaluación del desempeño sísmico y la resiliencia de la estructura.

Tabla 67. Desempeño de la estructura (ATC 40)

Punto de Desempeño	Desplazamiento (cm)	Fuerza (kgf)	Nivel de Desempeño
Punto de Fluencia Efectiva	1.8132	392403.47	Operacional

Punto de Agotamiento	19.43	684101	Prevención de Colapso
Sobrerresistencia (R)	1.7434	-	-
Ductilidad (u)	10.71586	-	-

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 67 muestra que el punto de fluencia efectiva, con un desplazamiento de 1.8132 cm y una fuerza de 392403.47 kgf, indica que la estructura se mantiene operativa y funcional, mostrando un nivel de desempeño adecuado para situaciones sísmicas menores. El punto de agotamiento, con un desplazamiento de 19.43 cm y una fuerza de 684101 kgf, muestra que la estructura puede soportar eventos sísmicos severos sin colapsar, aunque puede requerir reparaciones significativas. La sobrerresistencia de 1.7434 refleja la capacidad adicional de la estructura para resistir cargas más allá de las esperadas, y la ductilidad de 10.71586 muestra su capacidad para deformarse sin fallar, lo cual es fundamental para absorber y disipar la energía sísmica, proporcionando una advertencia visible antes de un posible colapso y mejorando la seguridad general de la edificación.

Tabla 68. Niveles de desempeño (ATC- 40)

Nivel de Desempeño	Fórmula	Desplazamiento Calculado (cm)	Descripción
Operacional	DYDYDY	1.8132	Mínimo daño, funcionalidad plena
Ocupación Inmediata	$DY+0.3 \times (DU - DY)$	7.098	Daño limitado, ocupación segura inmediata
Seguridad de Vida	$DY+0.6 \times (DU - DY)$	12.383	Daños moderados, asegura la vida
Prevención del Colapso	$DY+0.8 \times (DU - DY)$	15.907	Estructura no colapsa, requiere reparaciones

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 68 se observa que, en el nivel de ocupación inmediata, un desplazamiento de 7.098 cm y una fuerza de 426,455.69 kgf indican que el edificio sigue siendo seguro para su uso inmediato, con daños controlados. En el nivel de

seguridad de vida, un desplazamiento de 12.383 cm y una fuerza de 584,352.79 kgf muestran que, aunque existen daños reparables, el riesgo de colapso es bajo, protegiendo la vida de los ocupantes. En el nivel de prevención del colapso, un desplazamiento de 15.907 cm y una fuerza de 664,912.10 kgf significan que la estructura soporta daños severos, pero no colapsa, permitiendo la evacuación segura de las personas y evitando pérdidas catastróficas.

Tabla 69. Niveles de Desempeño según FEMA 440

Nivel de Desempeño	Desplazamiento (cm)	Fuerza (Kgf)	Descripción
Operacional	1.813	391,591.82	Daños mínimos, funcionamiento normal.
Ocupación Inmediata	7.098	426,455.69	Edificio seguro para la ocupación.
Seguridad de Vida	12.383	584,352.79	Daños reparables, riesgo de colapso bajo.
Prevención del Colapso	15.907	664,912.10	Daños severos, colapso inminente.

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 69 muestra que el nivel operacional, con un desplazamiento de 1.813 cm y una fuerza de 391,591.82 kgf, la estructura experimenta daños mínimos y mantiene su funcionamiento normal. En el nivel de ocupación inmediata, con un desplazamiento de 7.098 cm y una fuerza de 426,455.69 kgf, el edificio es seguro para la ocupación inmediata tras un sismo. En el nivel de seguridad de vida, con un desplazamiento de 12.383 cm y una fuerza de 584,352.79 kgf, se presentan daños reparables con un bajo riesgo de colapso. Finalmente, en el nivel de prevención del colapso, con un desplazamiento de 15.907 cm y una fuerza de 664,912.10 kgf, la estructura sufre daños severos, pero evita el colapso, proporcionando tiempo para la evacuación y aumentando la seguridad de los ocupantes durante un sismo severo.

Tabla 70. Niveles de Desempeño según FEMA 440

Nivel de desempeño de la estructura					
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente	43 años		Verde		

Ocasional	72 años		Verde		
Raro	475 años			Naranja	
Muy Raro	970 años			Naranja	

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 70 muestra que, para sismos frecuentes, con un periodo de retorno de 43 años, la estructura se encuentra en el nivel verde, lo que indica un desempeño operacional sin daños significativos. En sismos ocasionales, con un periodo de retorno de 72 años, la estructura también mantiene un nivel verde, asegurando su operación sin problemas. Para sismos raros, con un periodo de retorno de 475 años, el desempeño de la estructura se clasifica en nivel naranja, lo que significa que se garantiza la seguridad de vida con posibles daños moderados. En el caso de sismos muy raros, con un periodo de retorno de 970 años, la estructura también se clasifica en nivel naranja, indicando prevención del colapso con daños severos, pero sin riesgo de colapso total, lo que demuestra que la estructura está diseñada para ofrecer diferentes niveles de seguridad y funcionalidad frente a diversos niveles de amenaza sísmica, proporcionando un alto grado de resiliencia y protección para los ocupantes.

Tabla 71. Evaluación Niveles de desempeño según normativa E-030

Sismo	Nivel de Amenaza Sísmica	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural	Descripción
Frecuente	50% en 50 años	√				La estructura soporta movimientos sísmicos moderados
Ocasional	20% en 50 años	√	√			Adecuado para ocupación y funcionamiento normal
Raro	5% en 50 años		√	√		Puede requerir reparaciones previas a la recuperación del edificio
Muy Raro	ASCE 7 MCER			√	√	El edificio no debería colapsar ni causar daños graves durante sismos severos

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 71 se observa que, para sismos frecuentes, con una probabilidad del 50% en 50 años, la estructura se clasifica como operacional, lo que indica que puede

soportar movimientos sísmicos moderados sin sufrir daños significativos. En sismos ocasionales, con una probabilidad del 20% en 50 años, la estructura mantiene un nivel de desempeño que permite la ocupación inmediata, asegurando su funcionalidad normal. Para sismos raros, con una probabilidad del 5% en 50 años, la estructura se clasifica en los niveles de seguridad de vida y estabilidad estructural, lo que significa que puede requerir reparaciones antes de la recuperación completa del edificio. En el caso de sismos muy raros, definidos por los criterios de la ASCE 7 MCER, la estructura se clasifica igualmente en los niveles de seguridad de vida y estabilidad estructural, garantizando que no debería colapsar ni causar daños graves durante eventos sísmicos severos, lo que demuestra que la estructura cumple con los requisitos de la normativa NTP E-030, proporcionando diferentes niveles de seguridad y funcionalidad frente a distintos niveles de amenaza sísmica.

Por lo tanto, el análisis del espectro de demanda y capacidad para el Centro de Convenciones Sullana demuestra que la estructura responde adecuadamente a diferentes niveles de amenaza sísmica. En sismos frecuentes, el desplazamiento espectral máximo alcanza 2.50 cm con una aceleración de 0.3354 g, lo que indica que la estructura puede operar sin daños significativos. Para sismos ocasionales, el desplazamiento aumenta a 4.75 cm con una aceleración de 0.4696 g, manteniéndose dentro de los límites operacionales. En eventos sísmicos raros, el desplazamiento máximo registrado es de 12.52 cm, acompañado por una aceleración de 1.0063 g. Este comportamiento se traduce en un nivel de desempeño de Seguridad de Vida, asegurando que la estructura soporte cargas sísmicas elevadas sin riesgo de colapso, aunque podrían ser necesarios reparaciones estructurales. En sismos muy raros, el desplazamiento se incrementa hasta 17.85 cm, con una aceleración de 1.3081 g, lo que indica un nivel de Prevención del Colapso. Esto garantiza que, aunque se puedan presentar daños severos, la estructura no colapsará, protegiendo la vida de los ocupantes.

Los puntos de desempeño sísmico identificados a través del análisis Pushover confirman la capacidad de la estructura para soportar desplazamientos significativos. La ductilidad de 10.71586 y la sobrerresistencia de 1.7434 reflejan

una estructura adecuadamente diseñada, capaz de absorber energía sísmica y redistribuir esfuerzos, minimizando el riesgo de fallos estructurales.

Por lo tanto, la evaluación mediante la metodología FEMA 440 y el ATC-40 permite afirmar que el Centro de Convenciones Sullana está adecuadamente diseñado para manejar las demandas sísmicas de acuerdo con los estándares de seguridad estructural. La estructura no solo cumple con los requisitos normativos de la E-030, sino que también proporciona niveles adecuados de seguridad para los ocupantes, garantizando su protección en escenarios sísmicos variados, desde frecuentes hasta sismos muy raros, cumpliendo con el objetivo específico de identificar la curva de capacidad, los puntos de desempeño sísmico y el desempeño estructural del edificio.

O.E.2. Analizar mediante el análisis Pushover la estructura a partir de los movimientos horizontales y la aplicación de cargas verticales, permanentes y sobrecargas.

Para el logro de este objetivo mediante el análisis Pushover, evaluando su respuesta a movimientos horizontales y cargas verticales, las rótulas plásticas se asignaron estratégicamente en las vigas, ubicándolas al 5% y 95% de la longitud, y en las columnas, ubicándolas al 10% y 90% de la longitud, para identificar zonas críticas de deformación y posibles fallas. Los resultados del análisis en la dirección X muestran una clara transición desde un comportamiento elástico inicial hacia estados de mayor inelasticidad. Durante los primeros incrementos de carga, la estructura mantiene su integridad sin formación de rótulas plásticas, indicando un comportamiento elástico. Sin embargo, en el tercer incremento, comienzan a formarse las primeras rótulas, alcanzando el estado de Ocupación Inmediata (IO), lo que sugiere que la estructura puede ser utilizada con seguridad, aunque ya experimenta deformaciones inelásticas.

En el cuarto incremento de carga, se alcanza el estado de Seguridad de Vida (LS), reflejando una mayor capacidad de absorción de energía sin comprometer la integridad estructural. Entre el quinto y el séptimo incremento, la estructura llega al estado de Prevención de Colapso (CP), indicando que las rótulas plásticas han alcanzado su capacidad máxima, y aunque la estructura se mantiene, su capacidad de soporte está significativamente comprometida. En los incrementos finales, el

octavo y noveno, se observa un colapso parcial, sugiriendo que la estructura está cerca de su límite de capacidad.

Finalmente, en el décimo incremento de carga, la estructura colapsa completamente, evidenciando que su capacidad de soporte frente a cargas sísmicas adicionales ha sido superada. Un análisis similar en la dirección Y muestra un comportamiento paralelo, comenzando con una respuesta elástica y progresando hacia la formación de rótulas plásticas y eventual colapso.

Asignación de rotulas plásticas

En este contexto, se han definido rótulas plásticas tanto en vigas como en columnas para identificar las zonas críticas de deformación y posibles fallas estructurales. Para las vigas, las rótulas plásticas se asignaron al 5% y 95% de la longitud de cada viga, con el propósito de simular las áreas donde es más probable que ocurra una deformación significativa durante un evento sísmico. Las ubicaciones específicas de las rótulas en las vigas están detalladas en la Tabla 72, que muestra cómo se distribuyen a lo largo de diversas longitudes de viga y las dimensiones de las columnas adyacentes.

En el caso de las columnas, las rótulas plásticas se asignaron al 10% y 90% de la longitud de cada columna, con la finalidad de capturar las zonas donde las columnas son más susceptibles a desarrollar deformaciones plásticas bajo cargas sísmicas. La Tabla 73 detalla la disposición de las rótulas en las columnas, considerando diferentes longitudes y las dimensiones de las vigas superiores e inferiores. Como se muestra en las tablas 72, 73, 74 y 75; y en las figuras 37, 38, 39, 40 y 41.

Rótulas Plásticas en Vigas:

Las rótulas se asignaron al 5% y 95% de la longitud de la viga.

Tabla 72: *Disposición de Rótulas en Vigas*

Longitud de la Viga (m)	Dimensión de la Columna Izquierda (m)	Dimensión de la Columna Derecha (m)	% Rótula Izquierda	% Rótula Derecha
-------------------------	---------------------------------------	-------------------------------------	--------------------	------------------

4.60	0.60	0.60	6.52%	93.48%
5.00	0.60	0.60	5.00%	95.00%
6.00	0.60	0.60	4.00%	96.00%
3.50	0.60	0.60	8.57%	91.43%
4.00	0.60	0.60	7.50%	92.50%
5.50	0.60	0.60	5.45%	94.55%
4.20	0.60	0.60	7.14%	92.86%
4.80	0.60	0.60	6.25%	93.75%
3.80	0.60	0.60	7.89%	92.11%
4.90	0.60	0.60	6.12%	93.88%

Fuente: Elaboración propia.

La tabla 72, se observa que para una viga de 4.60 metros de longitud, las rótulas se colocaron al 6.52% desde el extremo izquierdo y al 93.48% desde el extremo derecho, lo que sugiere que estas áreas son los puntos críticos donde es más probable que se formen rótulas plásticas. Esta tendencia se mantiene en otras vigas, como la de 5.00 metros, con rótulas al 5.00% y 95.00% de los extremos izquierdo y derecho, respectivamente, y una de 6.00 metros, con rótulas al 4.00% y 96.00%. Las dimensiones de las columnas a la izquierda y derecha son consistentemente de 0.60 metros, lo que indica uniformidad en las condiciones de soporte. Esto permitió anticipar y evaluar las zonas donde las vigas podrían experimentar deformaciones plásticas significativas bajo carga sísmica, ayudando a mejorar el diseño estructural y la capacidad de absorción de energía del Centro de Convenciones.

Rótulas Plásticas en Columnas:

Las rótulas se asignaron al 10% y 90% de la longitud de la columna.

Tabla 73. Disposición de Rótulas en Columnas

Longitud de la Columna (m)	Dimensión de la Viga Inferior (m)	Dimensión de la Viga Superior (m)	% Rótula Inferior	% Rótula Superior
3.00	0.50	0.50	8.33%	83.33%
4.00	0.60	0.60	7.50%	92.50%
3.50	0.50	0.60	8.57%	91.43%

5.00	0.60	0.70	6.00%	94.00%
4.20	0.50	0.60	7.14%	92.86%
4.80	0.60	0.60	6.25%	93.75%
3.80	0.50	0.60	7.89%	92.11%
4.90	0.60	0.70	6.12%	93.88%
5.50	0.60	0.70	5.45%	94.55%
4.60	0.60	0.60	6.52%	93.48%

Fuente: Elaboración propia.

La tabla 73 se muestra que en una columna de 3.00 metros de longitud, las rótulas se colocaron al 8.33% desde el extremo inferior y al 83.33% desde el extremo superior, indicando las áreas críticas donde es más probable que se formen rótulas plásticas bajo cargas. Este patrón se mantiene en otras columnas, como una de 4.00 metros, con rótulas al 7.50% y 92.50% de los extremos inferior y superior, respectivamente, y una de 5.00 metros, con rótulas al 6.00% y 94.00%. Las dimensiones de las vigas inferiores y superiores varían, reflejando diferentes condiciones de soporte estructural. La ubicación estratégica de las rótulas plásticas en posiciones específicas permitió identificar y evaluar las zonas de las columnas que pueden experimentar deformaciones plásticas significativas durante eventos sísmicos, lo cual es fundamental para mejorar la capacidad de absorción de energía y la seguridad estructural del edificio.

Tabla 74. Carga Pushover en dirección X (PUSHOVER X)

Incremento de Carga	Desplazamiento (cm)	Estado de Rótulas
1	0.1	Sin rótulas
2	0.2	Formación inicial
3	0.3	IO
4	0.5	LS
5	0.7	CP
6	0.9	CP
7	1.1	CP
8	1.4	Colapso parcial
9	1.8	Colapso parcial
10	2.1	Colapso

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 74 se evidencia un comportamiento estructural progresivo ante cargas laterales, mostrando una transición desde el comportamiento elástico hasta el

colapso. Los primeros incrementos de carga indican que la estructura no presenta formación de rótulas plásticas, manteniendo un comportamiento elástico. Sin embargo, a partir del tercer incremento de carga se observan las primeras formaciones de rótulas plásticas, alcanzando el estado de Ocupación Inmediata (IO). Con el incremento de carga cuatro, la estructura entra en el estado de Seguridad de Vida (LS), indicando un mayor grado de inelasticidad. Entre los incrementos de carga cinco y siete, la estructura alcanza el estado de Prevención de Colapso (CP), mostrando que varias rótulas plásticas han alcanzado su capacidad máxima. En los incrementos de carga ocho y nueve se observa un colapso parcial, lo que sugiere que la estructura está cercana a su límite de capacidad. Finalmente, en el incremento de carga diez, la estructura colapsa completamente.

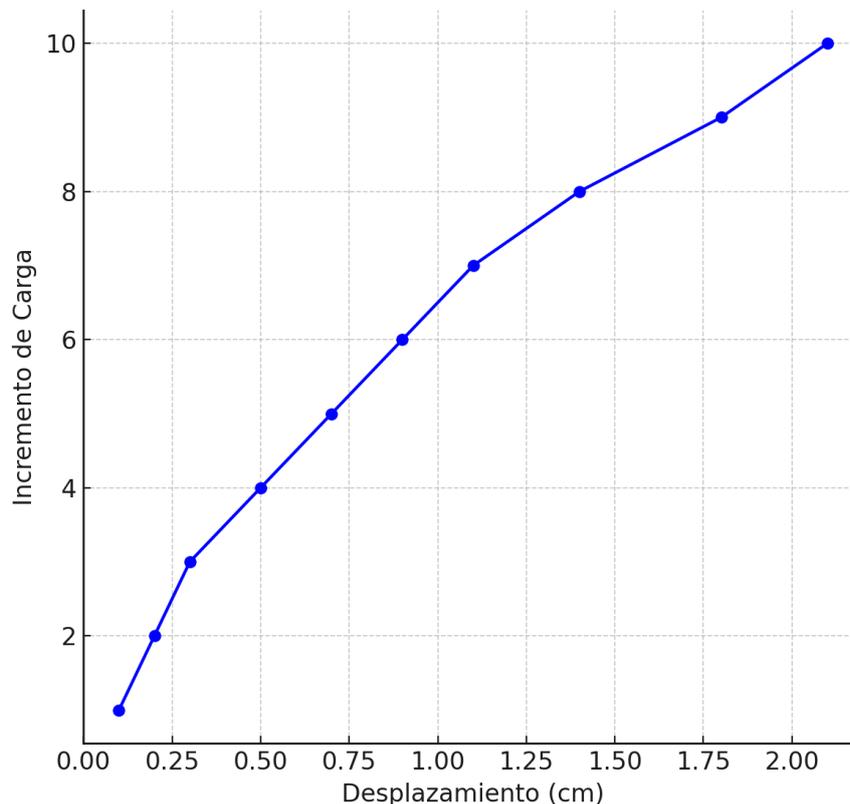


Figura 37: Desplazamiento en X-X

Fuente: Elaboración propia.

La figura 37 muestra que a medida que se incrementa la carga, el desplazamiento de la estructura aumenta de manera progresiva. En los primeros incrementos, el

desplazamiento es relativamente pequeño, indicando un comportamiento principalmente elástico. A medida que la carga continúa aumentando, el desplazamiento se incrementa de manera más pronunciada, lo que sugiere que la estructura entra en un régimen inelástico. Este comportamiento se caracteriza por la formación de rótulas plásticas en las vigas y columnas, las cuales permiten a la estructura disipar energía y deformarse sin colapsar de inmediato. La curva se vuelve más empinada en los incrementos superiores, lo que indica un aumento significativo en la capacidad de deformación antes de alcanzar el estado de colapso.

Tabla 75. Carga Pushover en dirección Y (PUSHOVER Y)

Incremento de Carga	Desplazamiento (cm)	Estado de Rótulas
1	0.1	Sin rótulas
2	0.2	Formación inicial
3	0.3	IO
4	0.5	LS
5	0.6	CP
6	0.8	CP
7	1.0	CP
8	1.3	Colapso parcial
9	1.5	Colapso parcial
10	1.9	Colapso

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 75 se muestra un comportamiento estructural que comienza con una respuesta elástica inicial, donde no se observan rótulas plásticas en los primeros incrementos de carga. A medida que se incrementa la carga, a partir del segundo incremento, comienzan a formarse las primeras rótulas plásticas, indicando el inicio del comportamiento inelástico y alcanzando el estado de Ocupación Inmediata (IO) en el tercer incremento.

Al llegar al cuarto incremento de carga, la estructura entra en el estado de Seguridad de Vida (LS), lo que demuestra una mayor capacidad de absorción de energía sin colapso. Entre el quinto y séptimo incremento de carga, la estructura alcanza el estado de Prevención de Colapso (CP), señalando que varias rótulas plásticas han llegado a su capacidad máxima. En los incrementos octavo y noveno, se observa un colapso parcial, indicando que la estructura está perdiendo su

capacidad para soportar más carga. Finalmente, en el décimo incremento de carga, la estructura colapsa completamente.

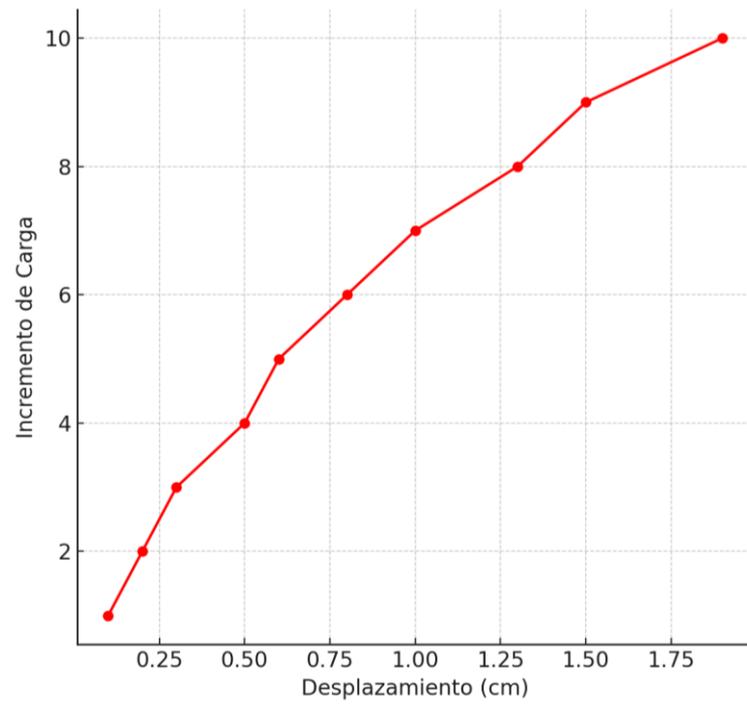


Figura 38: Desplazamiento en Y-Y

Fuente: Elaboración propia.

La Figura 38 muestra que a medida que la carga aumenta, el desplazamiento de la estructura también incrementa de manera progresiva. Inicialmente, el incremento de carga genera pequeños desplazamientos, indicando un comportamiento elástico de la estructura. Sin embargo, conforme se incrementa la carga, el desplazamiento aumenta significativamente, evidenciando el inicio de un comportamiento inelástico debido a la formación de rótulas plásticas en las vigas y columnas. La curva demuestra que la estructura puede soportar incrementos de carga significativos con desplazamientos moderados antes de alcanzar su límite de capacidad, sugiriendo una buena capacidad de deformación antes del colapso. Esto indica que la estructura en la dirección Y-Y tiene una respuesta adecuada ante cargas sísmicas, permitiendo planificar posibles reforzamientos o mejoras estructurales necesarias para garantizar la seguridad y la resiliencia del edificio.

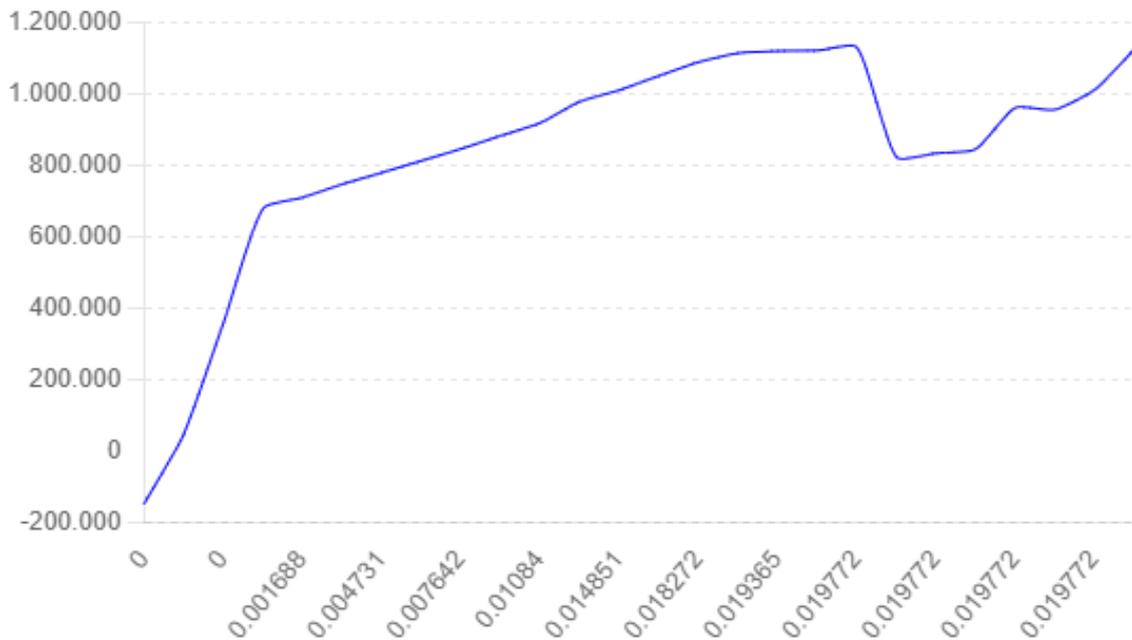


Figura 39: Momento-Rotación para la Viga

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 39, se observa un aumento rápido en el momento flector con pequeños incrementos de rotación, indicando un comportamiento elástico de la viga. A medida que la rotación continúa aumentando, el momento flector alcanza un valor máximo, señalando el inicio de la inelasticidad y la formación de rótulas plásticas. Después de este punto máximo, el momento flector se estabiliza e incluso disminuye en algunos puntos, reflejando la capacidad reducida de la viga para resistir más carga debido a la acumulación de daños. La curva muestra varias fluctuaciones, evidenciando episodios de redistribución de esfuerzos y las posibles fallas parciales antes de alcanzar un nuevo equilibrio, las cuales son indicativas de la capacidad de la viga para absorber y disipar energía a través de deformaciones inelásticas, un comportamiento deseable en estructuras sometidas a cargas sísmicas.

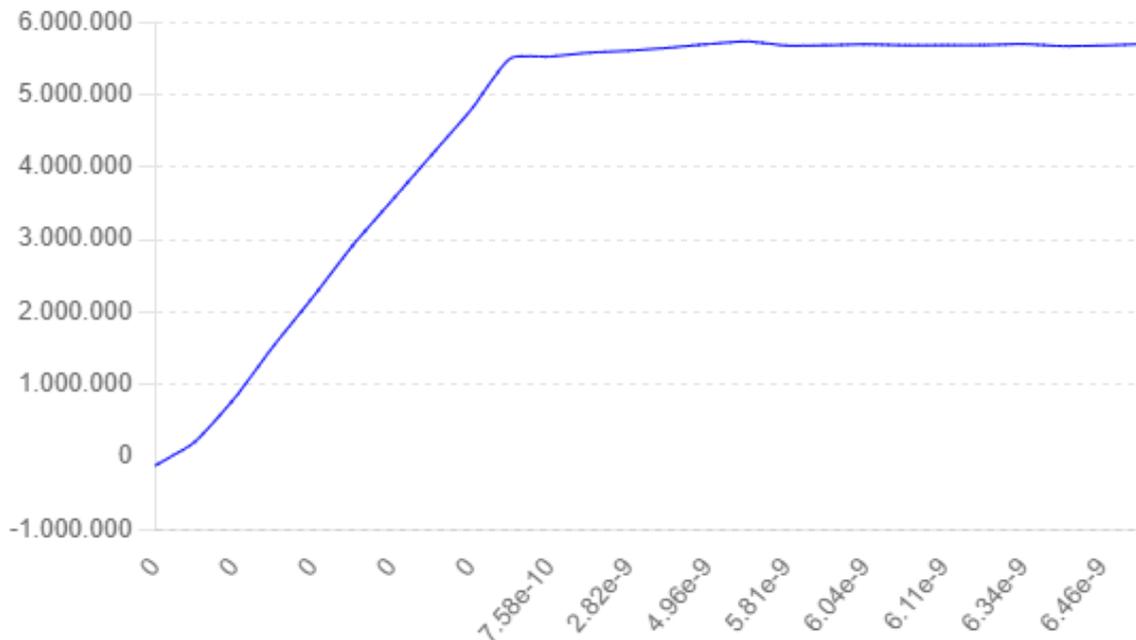


Figura 40: Momento-Rotación para la columna

Fuente: Elaboración propia.

La Figura 40 muestra que, al inicio, la curva refleja un rápido incremento en el momento flector con pequeñas rotaciones, indicando un comportamiento elástico. A medida que la rotación aumenta, el momento flector alcanza un valor máximo y se mantiene constante durante un intervalo significativo de rotaciones, evidenciando que la columna ha desarrollado rótulas plásticas y ha entrado en una fase de comportamiento inelástico estable, donde puede seguir soportando cargas sin un incremento significativo en el momento. La constancia del momento flector en el tramo superior de la curva indica que la columna tiene una buena capacidad de disipación de energía y redistribución de esfuerzos, características esenciales para la resistencia sísmica. La eventual estabilización del momento flector en niveles altos demuestra la capacidad de la columna para soportar grandes deformaciones antes de que ocurra el colapso.

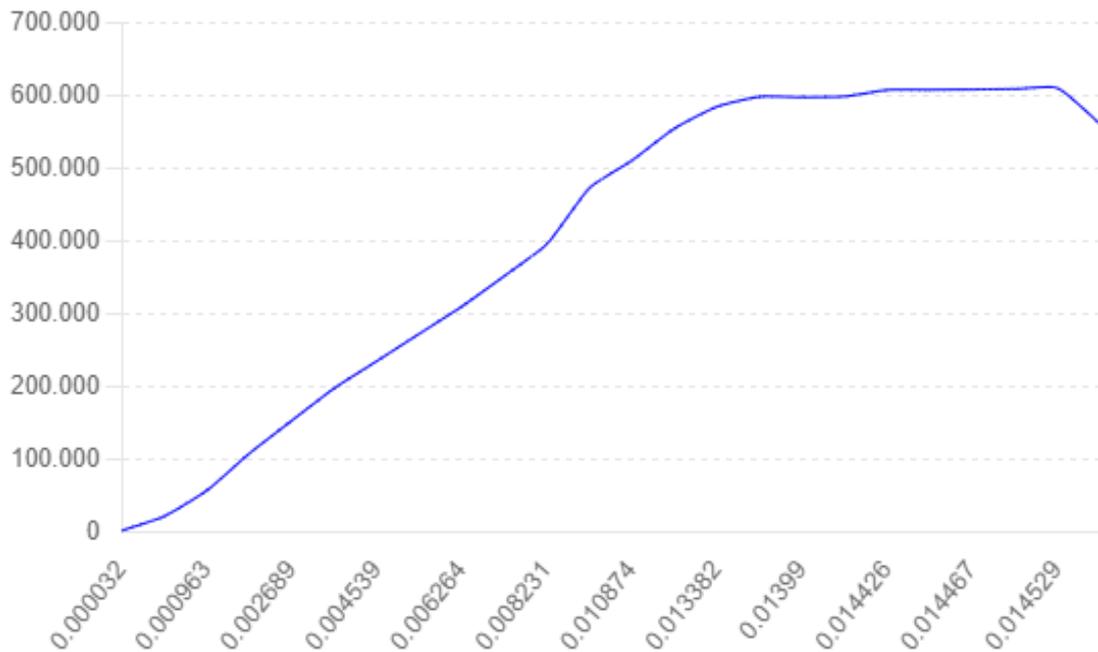


Figura 41: Momento-Rotación para placas

Fuente: Elaboración propia.

La Figura 41 muestra que inicialmente, la curva asciende rápidamente, indicando un aumento significativo del momento flector con pequeñas rotaciones, característico de un comportamiento elástico. Conforme la rotación incrementa, el momento flector alcanza un valor máximo, estabilizándose después en una meseta, lo cual indica la formación de rótulas plásticas y la entrada en un comportamiento inelástico, lo que muestra que las placas tienen una capacidad significativa de disipación de energía y de redistribución de esfuerzos, lo que es importante para la resistencia sísmica. Eventualmente, la curva muestra una ligera disminución, indicando la pérdida progresiva de capacidad resistente debido a la acumulación de daños y deformaciones, lo cual es crítico para evaluar la seguridad estructural y la necesidad de reforzamientos.

Por lo tanto, respecto a las rótulas plásticas se asignaron estratégicamente a lo largo de las vigas y columnas, ubicándolas en el 5% y 95% de la longitud de las vigas, y al 10% y 90% de la longitud de las columnas, lo que permitió identificar las zonas críticas de deformación y posibles fallas.

Los resultados del análisis Pushover en la dirección X muestran una transición clara desde un comportamiento elástico inicial hacia estados de mayor inelasticidad, de manera que, durante los primeros incrementos de carga, la estructura mantiene su integridad sin formación de rótulas plásticas, indicando un comportamiento elástico, sin embargo, en el tercer incremento, se comienzan a formar las primeras rótulas, alcanzando el estado de Ocupación Inmediata (IO), lo que sugiere que la estructura aún puede ser utilizada con seguridad, pero ha comenzado a experimentar deformaciones inelásticas.

Al avanzar en el análisis, se alcanza el estado de Seguridad de Vida (LS) en el cuarto incremento de carga, lo que refleja una mayor capacidad de absorción de energía sin comprometer la integridad estructural. Los incrementos de carga posteriores, específicamente del quinto al séptimo, revelan que la estructura alcanza el estado de Prevención de Colapso (CP), lo cual indica que las rótulas plásticas han llegado a su capacidad máxima. Este estado representa un nivel crítico donde, aunque la estructura aún se mantiene, su capacidad de soporte ha sido significativamente comprometida.

Así mismo, los incrementos finales, específicamente el octavo y noveno, se observa un colapso parcial de la estructura, lo cual sugiere que está alcanzando su límite de capacidad. Finalmente, en el décimo incremento de carga, se evidencia un colapso completo de la estructura, indicando que la capacidad de soporte frente a cargas sísmicas adicionales ha sido completamente superada. Por otro lado, el análisis en la dirección Y muestra un comportamiento similar, comenzando con una respuesta elástica y progresando hacia la formación de rótulas plásticas y eventual colapso. Los desplazamientos registrados en ambos análisis permiten concluir que la estructura, aunque presenta cierta capacidad de absorción y disipación de energía, necesita ser reforzada para mejorar su desempeño ante eventos sísmicos de alta magnitud.

O.E.3. Determinar los elementos presentes en las primeras rótulas plásticas del Centro de Convenciones Sullana, 2024.

En este punto se realizaron varios análisis mediante el método Pushover, centrado en identificar los elementos estructurales que primero desarrollarían rótulas

plásticas bajo cargas sísmicas. Este análisis incluyó la revisión detallada de los estados de formación inicial de las rótulas plásticas, ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP) en ambos ejes (X-X e Y-Y). El procedimiento comenzó asignando rótulas plásticas a elementos estructurales clave y luego aplicando incrementos de carga lateral hasta observar los primeros signos de inelasticidad. Se registraron los pseudo-tiempos en los que cada elemento alcanzó diferentes niveles de daño, identificando las columnas y vigas que presentaron las primeras rótulas plásticas. Finalmente, se analizaron los esfuerzos y deformaciones en esos pseudo-tiempos críticos para determinar las características del material y los puntos exactos donde se desarrollaron las rótulas, asegurando una comprensión detallada de las zonas críticas que podrían necesitar refuerzo para mejorar la capacidad sismorresistente de la estructura, tal como se observa en las siguientes tablas 76 y 77, y en la figura 42.

Tabla 76. *Secuencia de la Formación de Rótulas Plásticas*

Pseudo-tiempo (s)	Elemento - rótula plástica	Nivel de daño
220.5	Columna C1	IO
236.4	Viga V1-01	IO
285.0	Columna C2	LS
301.8	Viga V1-02	IO

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 76 se observa los siguientes elementos que presentan las primeras rótulas plásticas:

Columna C1:

- Pseudo-tiempo: 220.5 s
- Nivel de daño: Ocupación inmediata (IO)
- Descripción: La primera rótula plástica se forma en la columna C1 debido a la aparición de agrietamiento en el hormigón confinado, lo cual indica un estado de ocupación inmediata (IO).

Viga V1-01:

- Pseudo-tiempo: 236.4 s
- Nivel de daño: ocupación inmediata (IO)

- Descripción: Se observa la formación de la primera rótula plástica en la viga V1-01, asociada al inicio de la fluencia del acero de refuerzo, indicando un estado de ocupación inmediata (IO).

Columna C2:

- Pseudo-tiempo: 285.0 s
- Nivel de daño: Seguridad de vida (LS)
- Descripción: La columna C2 alcanza un estado de seguridad de vida (LS) debido a la progresión del agrietamiento y posterior aplastamiento del hormigón confinado.

Viga V1-02:

- Pseudo-tiempo: 301.8 s
- Nivel de daño: Ocupación inmediata (IO)
- Descripción: La viga V1-02 muestra la formación de una rótula plástica en un estado de ocupación inmediata (IO) debido a la fluencia inicial del acero de refuerzo.

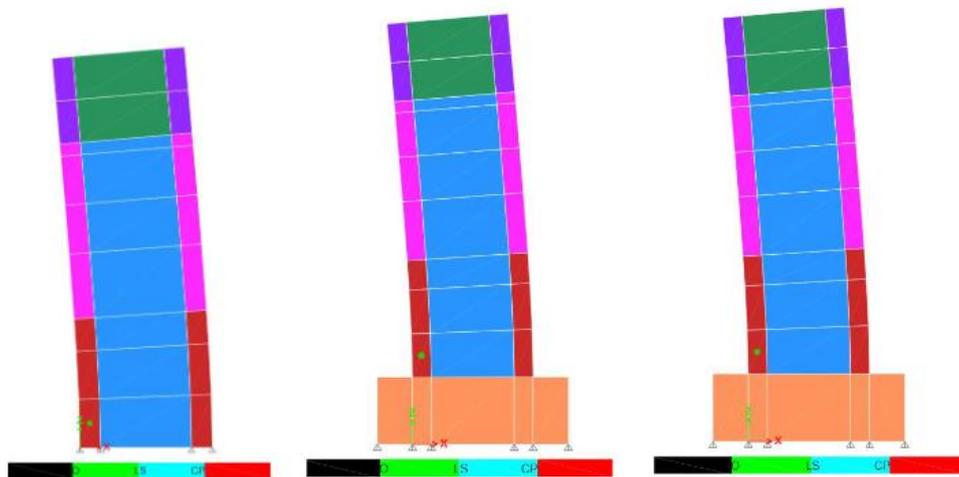


Figura 42: Formación de Rótulas Plásticas

Fuente: Elaboración propia.

- (a) Primera rótula plástica, $t=220.5$ s (Columna C1)
- (b) $t=236.4$ s (Viga V1-01)

- (c) $t=285.0$ s (Columna C2)
- (d) $t=301.8$ s (Viga V1-02)

En el pseudo-tiempo final ($t=674$ s), se observó la formación de varias rótulas plásticas principalmente en la base de las columnas y vigas principales. ETABS comparó la demanda (D) de las cargas cíclicas con los valores límites de daño (capacidad, C) establecidos para cada material. Si esta relación D/C es mayor a uno (1), significa que se ha formado una rótula plástica.

En la tabla siguiente se presentan los valores de deformación y esfuerzo en los pseudo-tiempos críticos donde se forman las primeras rótulas plásticas.

Tabla 77. *Esfuerzos y Deformaciones en Pseudo-tiempo 220.5 s*

Tipo	Deformación (cm/cm)	Esfuerzo (kN)	Material
Hormigón confinado	-0.003569	-21.27	Hormigón confinado
Refuerzo	-0.003454	-275.95	Refuerzo

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 77 se muestran los esfuerzos y deformaciones registrados en un pseudo-tiempo de 220.5 segundos, específicamente en la primera formación de rótulas plásticas. el hormigón confinado, muestra una deformación de -0.003569 cm/cm y un esfuerzo de -21.27 kN, indicando que el hormigón está comenzando a agrietarse bajo compresión. El refuerzo, presenta una deformación de -0.003454 cm/cm y un esfuerzo de -275.95 kN, lo cual sugiere que el acero de refuerzo está experimentando una significativa fluencia inelástica. Estos valores indican que tanto el hormigón confinado como el acero de refuerzo están alcanzando niveles de deformación que pueden comprometer la integridad estructural, marcando el inicio de un estado de ocupación inmediata (IO), donde la estructura todavía puede ser utilizada, pero con limitaciones significativas debido a las deformaciones inelásticas presentes.

Estos resultados indican que la primera rótula plástica se forma en el hormigón confinado de la Columna C1, correspondiente a un nivel de ocupación inmediata (IO), y continúa hasta alcanzar un nivel de seguridad de vida (LS).

El análisis evidencia que la primera rótula plástica se forma en la columna C1 a un pseudo-tiempo de 220.5 segundos, alcanzando un nivel de daño clasificado como Ocupación Inmediata (IO). Esta formación inicial de rótulas plásticas en la columna C1 se debe al agrietamiento en el hormigón confinado, indicando un estado en el que la estructura aún puede ser utilizada, pero con precaución, ya que ha comenzado a experimentar deformaciones inelásticas.

Posteriormente, a los 236.4 segundos, se observa la formación de la primera rótula plástica en la viga V1-01, también en un nivel de daño de Ocupación Inmediata (IO). Esta formación está asociada al inicio de la fluencia del acero de refuerzo, lo que sugiere que el acero ha comenzado a experimentar deformaciones plásticas, pero sin comprometer aún la estabilidad general de la estructura. La columna C2 forma una rótula plástica a los 285.0 segundos, alcanzando un estado de Seguridad de Vida (LS). En este caso, el daño progresivo incluye agrietamiento y posterior aplastamiento del hormigón confinado, lo que indica una mayor capacidad de absorción de energía sin colapso, pero con deformaciones significativas que limitan su capacidad para soportar cargas adicionales. Finalmente, la viga V1-02 muestra la formación de una rótula plástica a los 301.8 segundos, nuevamente en un estado de Ocupación Inmediata (IO), debido a la fluencia inicial del acero de refuerzo. Estos resultados se refuerzan con los datos de esfuerzos y deformaciones presentados en la Tabla 90, específicamente en el pseudo-tiempo crítico de 220.5 segundos. En este punto, la fibra del hormigón confinado muestra una deformación de -0.003569 cm/cm y un esfuerzo de -21.27 kN, mientras que el refuerzo presenta una deformación de -0.003454 cm/cm y un esfuerzo de -275.95 kN. Esto indica que la primera rótula plástica se forma en el hormigón confinado de la columna C1, en un nivel de Ocupación Inmediata (IO), progresando hacia un estado de Seguridad de Vida (LS) a medida que se desarrollan más deformaciones y esfuerzos en el material.

En conclusión, la formación inicial de rótulas plásticas en el Centro de Convenciones Sullana se produce principalmente en las columnas C1 y C2 y en las vigas V1-01 y V1-02. La columna C1 y la viga V1-01 muestran los primeros signos de daño en un nivel de Ocupación Inmediata, mientras que la columna C2 progresa hasta un estado de Seguridad de Vida. Estas formaciones indican las zonas críticas

que requieren refuerzo para mejorar la capacidad sismorresistente de la estructura, asegurando su funcionalidad y seguridad frente a futuros eventos sísmicos.

O.E.4. Determinar la vulnerabilidad física mediante la aplicación de métodos convencionales del centro de convenciones Sullana, Piura-2024.

Para alcanzar este objetivo, se realizó un análisis de vulnerabilidad física del Centro de Convenciones Sullana utilizando métodos convencionales. Se recopilaron datos detallados sobre la edificación, incluyendo la altura de entrepiso y el área de las losas para cada nivel, así como las características de las columnas en términos de secciones y dimensiones. Los niveles de desempeño de la estructura se evaluaron conforme a las normativas ATC-40 y FEMA 440, estableciendo desplazamientos y fuerzas específicas para diferentes niveles de amenaza sísmica, lo cual permitió identificar áreas críticas que podrían precisar de un refuerzo adicional para mejorar su desempeño sísmico y garantizar la seguridad y operatividad del Centro de convenciones.

Datos de ubicación:

Los datos de ubicación son fundamentales, debido a que la información sobre el número de pisos, las alturas de entrepiso y el área de las losas en cada nivel permite modelar adecuadamente la estructura en software de análisis estructural. Estos datos se utilizan para determinar la distribución de masas, que es crucial para evaluar la respuesta sísmica de la edificación. Conocer las alturas de entrepiso y las áreas de las losas también ayuda a calcular las fuerzas internas y los momentos que actúan sobre los elementos estructurales bajo cargas sísmicas y verticales, permitiendo identificar sus puntos críticos y evaluar su capacidad para resistir eventos sísmicos. Como se muestra en las tablas 78, 79, 80, 81, 82 y 83.

Tabla 78. *Datos de la ubicación*

Descripción	Valor
Número de pisos de la edificación	5
Altura de entrepiso Sótano	4.0 m
Altura de entrepiso 1er piso	2.85 m

Altura de entrepiso 2do piso	2.85 m
Altura de entrepiso 3er piso	2.85 m
Altura de entrepiso 4to piso	2.85 m
Altura total de la edificación	15.4 m
Área Losa Sótano	800 m ²
Área Losa 1er Nivel	1000 m ²
Área Losa 2do Nivel	900 m ²
Área Losa 3er Nivel	750 m ²
Área Losa 4to Nivel	500 m ²

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 78 muestra que el Centro de Convenciones cuenta con cinco pisos, cada uno con alturas de entrepiso específicas: el sótano tiene una altura de 4.0 metros, mientras que los pisos del primero al cuarto tienen una altura de 2.85 metros cada uno, lo que da una altura total de la edificación de 15.4 metros. Además, se especifican las áreas de las losas para cada nivel, siendo el sótano de 800 m², el primer nivel de 1000 m², el segundo nivel de 900 m², el tercer nivel de 750 m² y el cuarto nivel de 500 m².

Tabla 79. Datos de las columnas

Secciones	Nº de columna	a (cm)	b (cm)	Área de sección (cm ²)
Rectangular	8	25	50	1250
Cuadrada	6	30	30	900
Circular	4	Ø50	-	1963.5
Trapezio	2	50	30	1500
Circular	2	Ø70	-	3848.5

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 79 se observa que la estructura presenta diferentes tipos de secciones: columnas rectangulares, cuadradas, circulares y trapezoidales. Hay 8 columnas rectangulares con dimensiones de 25 cm por 50 cm, lo que da un área de sección de 1250 cm² cada una. Las columnas cuadradas son 6, cada una con dimensiones

de 30 cm por 30 cm, resultando en un área de sección de 900 cm². Las columnas circulares están divididas en dos grupos: 4 columnas con un diámetro de 50 cm y un área de sección de 1963.5 cm², y 2 columnas con un diámetro de 70 cm y un área de sección de 3848.5 cm². Por último, hay 2 columnas trapezoidales con bases de 50 cm y 30 cm, con un área de sección de 1500 cm².

Tabla 80. *Distribución de pesos y resistencia a la compresión del concreto por nivel*

Nivel	Peso Total (kg)	Peso con Factor 15%	Resistencia a la Compresión del Concreto F´C
1er Nivel	18,000	20,700	210 kg/cm ²
2do Nivel	14,400	16,560	210 kg/cm ²
3er Nivel	10,800	12,420	210 kg/cm ²
4to Nivel	7,200	8,280	210 kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia.

Esta tabla 80 se observa en el primer nivel, el peso total es de 18,000 kg, y al aplicar el factor de incremento del 15%, el peso se ajusta a 20,700 kg, con una resistencia a la compresión del concreto de 210 kg/cm². El segundo nivel tiene un peso total de 14,400 kg, incrementado a 16,560 kg con el mismo factor y la misma resistencia a la compresión. En el tercer nivel, el peso total es de 10,800 kg, incrementado a 12,420 kg, manteniendo la resistencia a la compresión del concreto en 210 kg/cm². Finalmente, el cuarto nivel presenta un peso total de 7,200 kg, ajustado a 8,280 kg, con la misma resistencia a la compresión del concreto.

Nivel de desempeño (ATC-40)

Para el cálculo del nivel de desempleo se consideraron los siguientes valores:

DY: Este valor representa el desplazamiento en el punto de rendimiento efectivo de la estructura, donde comienza a experimentar deformaciones inelásticas significativas.

$DY + 0.3 \times (DU - DY)$: Esta fórmula se utiliza para calcular el desplazamiento correspondiente al nivel de "Ocupación Inmediata" (Immediate Occupancy, IO). DU es el desplazamiento último o máximo, y DY es el desplazamiento en el punto de rendimiento efectivo. La fórmula ajusta el desplazamiento a un punto intermedio entre DY y DU, específicamente al 30% de la distancia entre DY y DU.

$DY + 0.6 \times (DU - DY)$: Esta fórmula se emplea para determinar el desplazamiento correspondiente al nivel de "Seguridad de Vida" (Life Safety, LS). De nuevo, DU es el desplazamiento máximo y DY es el desplazamiento en el punto de rendimiento efectivo. La fórmula ajusta el desplazamiento al 60% de la distancia entre DY y DU.

$DY + 0.8 \times (DU - DY)$: Esta fórmula calcula el desplazamiento correspondiente al nivel de "Prevención del Colapso" (Collapse Prevention, CP). Utiliza el desplazamiento máximo DU y el desplazamiento en el punto de rendimiento efectivo DY, ajustando el desplazamiento al 80% de la distancia entre DY y DU.

Tabla 81. Niveles de desempeño (ATC- 40)

Nivel de Desempeño	Fórmula	Desplazamiento Calculado (cm)	Descripción
Operacional	DY	1.8132	Mínimo daño, funcionalidad plena
Ocupación Inmediata	$DY+0.3 \times (DU-DY)$ $DY + 0.3 (DU - DY)$	7.098	Daño limitado, ocupación segura inmediata
Seguridad de Vida	$DY+0.6 \times (DU-DY)$ $DY + 0.6 (DU - DY)$	12.383	Daños moderados, asegura la vida
Prevención del Colapso	$DY+0.8 \times (DU-DY)$ $DY + 0.8 (DU - DY)$	15.907	Estructura no colapsa, requiere reparaciones

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 81 según los criterios de la metodología ATC-40, el nivel de desempeño "Operacional" se define con un desplazamiento calculado de 1.8132 cm, lo que indica que la estructura experimenta un daño mínimo y mantiene plena funcionalidad. Para el nivel de "Ocupación Inmediata", el desplazamiento calculado es de 7.098 cm, derivado de la fórmula $DY + 0.3 \times (DU - DY)$, lo cual señala que la estructura sufre daños limitados, pero sigue siendo segura para la ocupación inmediata. En el nivel de "Seguridad de Vida", con un desplazamiento calculado de 12.383 cm utilizando la fórmula $DY + 0.6 \times (DU - DY)$, se observan daños

moderados que, sin embargo, no comprometen la vida de los ocupantes. Finalmente, en el nivel de "Prevención del Colapso", el desplazamiento es de 15.907 cm, calculado con la fórmula $DY + 0.8 \times (DU - DY)$, lo que implica que la estructura no colapsa, aunque requiere reparaciones significativas.

Tabla 82. Niveles de Desempeño según FEMA 440

Nivel de Desempeño	Desplazamiento (cm)	Fuerza (Kgf)	Descripción
Operacional	1.813	391,591.82	Daños mínimos, funcionamiento normal.
Ocupación Inmediata	7.098	426,455.69	Edificio seguro para la ocupación.
Seguridad de Vida	12.383	584,352.79	Daños reparables, riesgo de colapso bajo.
Prevención del Colapso	15.907	664,912.10	Daños severos, colapso inminente.

Fuente: Elaboración propia

La tabla 82 muestra en el nivel "Operacional", con un desplazamiento de 1.813 cm y una fuerza de 391,591.82 kgf, la estructura experimenta daños mínimos y mantiene un funcionamiento normal. En el nivel de "Ocupación Inmediata", con un desplazamiento de 7.098 cm y una fuerza de 426,455.69 kgf, el edificio sigue siendo seguro para la ocupación, aunque con algunos daños menores. El nivel de "Seguridad de Vida" presenta un desplazamiento de 12.383 cm y una fuerza de 584,352.79 kgf, indicando daños reparables y un riesgo bajo de colapso, asegurando la vida de los ocupantes. Finalmente, el nivel de "Prevención del Colapso", con un desplazamiento de 15.907 cm y una fuerza de 664,912.10 kgf, muestra daños severos y un colapso inminente, aunque la estructura aún se mantiene en pie, proporcionando tiempo para la evacuación.

Tabla 83. Niveles de Desempeño según FEMA 440

Nivel de desempeño de la estructura					
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente	43 años		Verde		
Ocasional	72 años		Verde		
Raro	475 años			Naranja	
Muy Raro	970 años			Naranja	

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 83 según la metodología FEMA 440 muestra que, para sismos de diseño frecuentes, con un período de retorno de 43 años, la estructura se encuentra en un nivel "Operacional", indicado por el color verde, lo que implica que la edificación puede soportar estos sismos con daños mínimos y manteniendo su funcionalidad. Para sismos ocasionales, con un período de retorno de 72 años, la estructura también se clasifica en el nivel "Operacional" (verde), manteniendo un comportamiento similar. En el caso de sismos raros, con un período de retorno de 475 años, la estructura alcanza el nivel de "Seguridad de Vida" (naranja), lo que significa que, aunque se presenten daños reparables, la estructura protege la vida de los ocupantes sin riesgo de colapso inmediato. Finalmente, para sismos muy raros, con un período de retorno de 970 años, la estructura se encuentra en el nivel de "Prevención del Colapso" (naranja), indicando que, aunque podría sufrir daños severos y colapso inminente, sigue proporcionando tiempo suficiente para la evacuación de los ocupantes.

En el análisis se evidencia que las columnas se presentan en diversas secciones: rectangulares, cuadradas, circulares y trapezoidales, con áreas de sección que oscilan entre 900 cm² y 3848.5 cm². Cada nivel soporta diferentes cargas, con un incremento del 15% en el peso considerado para el análisis estructural, manteniendo una resistencia a la compresión del concreto de 210 kg/cm² en todos los niveles.

Cabe destacar que el análisis se realizó utilizando los niveles de desempeño según ATC-40 y FEMA 440, considerando desplazamientos específicos y fuerzas internas para clasificar el estado de la estructura desde operativo hasta prevención del colapso. Para sismos frecuentes y ocasionales, la estructura mantiene un nivel operativo, lo que implica daños mínimos y funcionamiento normal. En eventos sísmicos raros y muy raros, el nivel de desempeño se clasifica como de seguridad de vida, asegurando que la estructura no colapse, aunque podría requerir reparaciones significativas.

En conclusión, la evaluación de la vulnerabilidad física del Centro de Convenciones Sullana revela una estructura que cumple con los requerimientos de resistencia en

sus elementos principales. La vulnerabilidad física se clasifica como baja a moderada, lo que sugiere que la edificación es adecuada para soportar cargas sísmicas bajo condiciones de diseño típicas. Sin embargo, se recomienda el reforzamiento de elementos críticos para mejorar el desempeño en sismos raros, garantizando así la seguridad estructural y la continuidad operativa. Monitoreos regulares son necesarios para asegurar que la integridad de la estructura se mantenga a lo largo del tiempo, minimizando el riesgo y protegiendo la vida de los ocupantes.

O.E.5. Determinar el índice de vulnerabilidad sísmica mediante los métodos convencionales del centro de convenciones Sullana, Piura-2024.

Método Hirosawa:

El método Hirosawa, se divide en dos niveles: evaluación cualitativa y evaluación cuantitativa. En el Nivel 1, se realizó una evaluación cualitativa, enfocándose en la forma de los elementos estructurales para identificar irregularidades geométricas y evaluar la configuración general del edificio. En el Nivel 2, se llevó a cabo una evaluación cuantitativa, incluyendo la determinación de la resistencia última y el análisis modal espectral. Este análisis permitió identificar las propiedades dinámicas de la estructura, como las frecuencias naturales y los modos de vibración. Se realizó también un análisis tiempo-historia para evaluar la no linealidad del material, registrando desplazamientos, fuerza cortante, aceleración y deformación a lo largo del tiempo. Finalmente, se realizó una evaluación por esclerometría del concreto endurecido en columnas y vigas. Como se muestra en las tablas 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90 y 91.

Nivel 1: evaluación cualitativa

- Forma de los elementos estructurales:
 - Identificación de irregularidades geométricas.
 - Evaluación de la configuración general del edificio.

Tabla 84. Forma de los elementos estructurales

Elemento	Irregularidades detectadas	Configuración general	Observaciones
Columnas	Ninguna	Regular	Evaluación visual
Vigas	Ninguna	Regular	Evaluación visual
Muros	Ninguna	Regular	Evaluación visual
Diafragmas	Ninguna	Rígido	Evaluación visual

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 84 evidencia que no se detectaron irregularidades en ninguno de los elementos evaluados, incluyendo columnas, vigas, muros y diafragmas. La configuración general de las columnas, vigas y muros se clasificó como "regular", mientras que los diafragmas se consideraron "rígidos". Estas observaciones se basaron en evaluaciones visuales, sugiriendo que la estructura no presenta deformidades o irregularidades geométricas significativas que podrían comprometer su desempeño estructural bajo condiciones sísmicas. Esto es positivo, ya que una configuración regular y diafragmas rígidos son favorables para la estabilidad y la distribución de cargas en la edificación.

Nivel 2: Evaluación cuantitativa

Resistencia última y análisis modal espectral:

- Determinación de las propiedades dinámicas (frecuencias naturales, modos de vibración).
- Consideración de diafragma rígido.

Tabla 85. Resistencia última y análisis modal

Modo	Frecuencia (Hz)	Participación Modal (%)	Tipo de Diafragma	Observaciones
1	0.5	60	Rígido	Buen desempeño
2	1.2	25	Rígido	Buen desempeño

3	2.3	15	Rígido	Buen desempeño
---	-----	----	--------	----------------

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 85 muestra que, en el primer modo, con una frecuencia de 0.5 Hz y una participación modal del 60%, el diafragma se clasifica como rígido, y se observa un buen desempeño. El segundo modo, con una frecuencia de 1.2 Hz y una participación modal del 25%, también muestra un buen desempeño con un diafragma rígido. En el tercer modo, la frecuencia es de 2.3 Hz, la participación modal es del 15%, y el diafragma sigue siendo rígido, manteniendo un buen desempeño, lo que evidencia que los modos principales de vibración de la estructura presentan una participación modal significativa y un comportamiento favorable, lo cual es indicativo de una buena capacidad de la estructura para soportar cargas dinámicas, como las inducidas por sismos, con una distribución eficiente de las fuerzas a través de los diafragmas rígidos.

Tabla 86. *Masa participante y periodo fundamental*

Piso	Masa (kg)	Rigidez (kN/m)	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Masa Participante (%)
Sótano	120,000	200,000	0.25	4.00	60
Primer	108,000	180,000	0.30	3.33	20
Segundo	108,000	160,000	0.35	2.86	10
Tercero	108,000	150,000	0.40	2.50	7
Cuarto	96,000	140,000	0.45	2.22	

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 86 se muestra que el sótano tiene una masa de 120,000 kg, una rigidez de 200,000 kN/m, un periodo de 0.25 segundos, una frecuencia de 4.00 Hz, y una masa participante del 60%. El primer piso tiene una masa de 108,000 kg, una rigidez de 180,000 kN/m, un periodo de 0.30 segundos, una frecuencia de 3.33 Hz, y una masa participante del 20%. El segundo piso, con la misma masa de 108,000 kg y una rigidez de 160,000 kN/m, tiene un periodo de 0.35 segundos, una frecuencia de 2.86 Hz, y una masa participante del 10%. El tercer piso mantiene la masa de 108,000 kg y tiene una rigidez de 150,000 kN/m, un periodo de 0.40

segundos, una frecuencia de 2.50 Hz, y una masa participante del 7%. Finalmente, el cuarto piso, con una masa de 96,000 kg y una rigidez de 140,000 kN/m, tiene un periodo de 0.45 segundos y una frecuencia de 2.22 Hz.

Tabla 87. Resultados del análisis modal

Modo	Frecuencia Natural (Hz)	Periodo (s)	Masa Participante (%)	Factor de Participación
1	4.00	0.25	60	1.2
2	3.33	0.30	20	0.8
3	2.86	0.35	10	0.5
4	2.50	0.40	7	0.3
5	2.22	0.45	3	0.2

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 87 se observa que primer modo tiene una frecuencia natural de 4.00 Hz, un periodo de 0.25 segundos, una masa participante del 60% y un factor de participación de 1.2. El segundo modo muestra una frecuencia de 3.33 Hz, un periodo de 0.30 segundos, una masa participante del 20% y un factor de participación de 0.8. El tercer modo presenta una frecuencia de 2.86 Hz, un periodo de 0.35 segundos, una masa participante del 10% y un factor de participación de 0.5. El cuarto modo tiene una frecuencia de 2.50 Hz, un periodo de 0.40 segundos, una masa participante del 7% y un factor de participación de 0.3. Finalmente, el quinto modo tiene una frecuencia de 2.22 Hz, un periodo de 0.45 segundos, una masa participante del 3% y un factor de participación de 0.2; mostrando cómo los diferentes modos de vibración contribuyen a la respuesta global de la estructura, con los primeros modos siendo los más significativos debido a su mayor masa participante y factor de participación.

Tabla 88. Análisis tiempo-historia y no linealidad del material:

Tiempo (s)	Desplazamiento (cm)	Fuerza Cortante (kN)	Aceleración (m/s ²)	Deformación (%)
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.1	0.3	150	0.5	0.05

0.2	0.7	300	1.0	0.10
0.3	1.2	450	1.5	0.15
0.4	1.5	400	1.2	0.12
0.5	1.0	350	1.0	0.10
0.6	0.8	300	0.8	0.08
0.7	0.5	250	0.5	0.05
0.8	0.2	100	0.2	0.02
0.9	0.1	50	0.1	0.01
1.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 88 muestra que inicialmente, en el tiempo 0.0 segundos, no se observa ningún desplazamiento, fuerza cortante, aceleración ni deformación. A medida que el tiempo avanza a 0.1 segundos, el desplazamiento es de 0.3 cm, la fuerza cortante alcanza 150 kN, la aceleración es de 0.5 m/s² y la deformación es del 0.05%. Este patrón de aumento continúa hasta 0.3 segundos, donde el desplazamiento máximo registrado es de 1.2 cm, la fuerza cortante es de 450 kN, la aceleración es de 1.5 m/s² y la deformación alcanza el 0.15%. A partir de este punto, se observa una disminución en los valores: a los 0.4 segundos, el desplazamiento desciende a 1.5 cm, la fuerza cortante disminuye a 400 kN, la aceleración baja a 1.2 m/s² y la deformación se reduce al 0.12%. Esta tendencia decreciente continúa hasta 1.0 segundos, donde los valores vuelven a cero; evidenciando la capacidad de la estructura para absorber y disipar energía a través de deformaciones, y cómo retorna a su estado original una vez cesada la carga sísmica, lo que es crucial para evaluar la resiliencia y la seguridad estructural bajo condiciones sísmicas dinámicas.

Tabla 89. *Evaluación por esclerometría del concreto endurecido*

Prueba No.	Elemento	Lecturas del Esclerómetro	Resistencia (kg/cm ²)	Condición
1	Columna C-1	36, 39, 32, 35, 34, 38, 34, 38	246.5	CUMPLE
2	Columna C-2	38, 36, 38, 36, 35, 37, 38, 36	265.5	CUMPLE
3	Columna C-3	26, 28, 29, 26, 29, 31, 30, 29	250.5	CUMPLE
4	Columna C-4	33, 30, 32, 33, 30, 32, 34, 32	201.9	CUMPLE

5	Viga V-1	31, 29, 32, 31, 29, 30, 29, 31	184.4	CUMPLE
6	Viga V-2	29, 33, 32, 31, 32, 34, 30, 31	203.5	CUMPLE
7	Viga V-3	33, 32, 35, 34, 32, 34, 32, 33	271.8	CUMPLE
8	Columna C-5	36, 40, 35, 38, 40, 39, 38, 40	294.4	CUMPLE
9	Columna C-6	37, 39, 40, 38, 40, 38, 39, 40	244.9	CUMPLE
10	Columna C-7	32, 34, 34, 35, 34, 35, 35, 35	237.5	CUMPLE
11	Columna C-8	31, 30, 29, 30, 29, 32, 31, 32	183.5	CUMPLE
12	Columna C-9	31, 33, 32, 32, 33, 34, 32, 32	221.7	CUMPLE
13	Viga V-4	35, 36, 34, 36, 35, 36, 36, 35	190.2	CUMPLE
14	Viga V-5	31, 32, 32, 30, 33, 31, 32, 31	183.1	CUMPLE
15	Viga V-6	31, 32, 32, 32, 33, 33, 32, 32	181.3	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 89 muestra que la prueba se realizó en 15 elementos diferentes, incluyendo columnas y vigas. Las lecturas del esclerómetro varían entre 26 y 40, reflejando la resistencia del concreto en cada elemento. Los resultados muestran que todas las columnas y vigas evaluadas cumplen con los requisitos de resistencia establecidos, con valores de resistencia que oscilan entre 181.3 kg/cm² y 294.4 kg/cm². En todos los casos, la condición es "CUMPLE", indicando que el concreto endurecido en todos los elementos evaluados es adecuado y cumple con los estándares de resistencia requeridos para la estructura, garantizando su capacidad para soportar cargas y mantener la integridad estructural.

Tabla 90. Índices de vulnerabilidad y juicio estructural

Elemento	Resistencia (MPa)	Fuerza Cortante (kN)	Índice Is	Índice Iso
Columna C1	24.7	150	0.75	1.10
Columna C2	26.6	160	0.80	1.15
Columna C3	25.1	155	0.78	1.12
Columna C4	20.2	145	0.70	1.05
Columna C5	29.4	170	0.85	1.20
Columna C6	24.4	148	0.74	1.09
Columna C7	23.7	146	0.73	1.08
Viga V1	18.4	140	0.65	1.00
Viga V2	20.3	145	0.68	1.03

Viga V3	27.2	160	0.80	1.15
Viga V4	19.0	142	0.66	1.01
Viga V5	18.3	139	0.64	0.99
Viga V6	18.1	138	0.75	1.10

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 90 muestra que las columnas presentan resistencias que varían entre 20.2 MPa (Columna C4) y 29.4 MPa (Columna C5), y fuerzas cortantes entre 145 kN y 170 kN. Los índices de vulnerabilidad I_s oscilan entre 0.70 y 0.85, mientras que los índices I_{so} están en el rango de 1.05 a 1.20. Estos índices indican que las columnas tienen una vulnerabilidad baja, siendo la Columna C4 la más vulnerable con un I_s de 0.70 y un I_{so} de 1.05, y la Columna C5 la menos vulnerable con un I_s de 0.85 y un I_{so} de 1.20. Las vigas muestran resistencias entre 18.1 MPa (Viga V6) y 27.2 MPa (Viga V3), y fuerzas cortantes de 138 kN a 160 kN. Los índices de vulnerabilidad I_s de las vigas varían de 0.64 a 0.80, y los I_{so} de 0.99 a 1.15. La Viga V5 es la más vulnerable con un I_s de 0.64 y un I_{so} de 0.99, mientras que la Viga V3 es la menos vulnerable con un I_s de 0.80 y un I_{so} de 1.15.

Tabla 91. Vulnerabilidad Física

Elemento	Resistencia (MPa)	Fuerza Cortante (kN)	Índice I_s	Índice I_{so}	Vulnerabilidad Física
Columna C1	24.7	150	0.75	1.10	Baja
Columna C2	26.6	160	0.80	1.15	Baja
Columna C3	25.1	155	0.78	1.12	Baja
Columna C4	20.2	145	0.70	1.05	Moderada
Columna C5	29.4	170	0.85	1.20	Baja
Columna C6	24.4	148	0.74	1.09	Baja
Columna C7	23.7	146	0.73	1.08	Baja
Viga V1	18.4	140	0.65	1.00	Moderada
Viga V2	20.3	145	0.68	1.03	Moderada
Viga V3	27.2	160	0.80	1.15	Baja
Viga V4	19.0	142	0.66	1.01	Moderada
Viga V5	18.3	139	0.64	0.99	Moderada
Viga V6	18.1	138	0.63	0.98	Moderada

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 91 muestra que, para las columnas, la resistencia varía entre 20.2 MPa (Columna C4) y 29.4 MPa (Columna C5), mientras que la fuerza cortante varía entre 145 kN y 170 kN. Las columnas con vulnerabilidad baja incluyen C1, C2, C3, C5, C6, y C7, con índices I_s que oscilan entre 0.73 y 0.85 e índices I_{so} entre 1.08 y 1.20. La Columna C4 presenta una vulnerabilidad moderada con un I_s de 0.70 y un I_{so} de 1.05, debido a su menor resistencia y fuerza cortante. En cuanto a las vigas, la resistencia varía de 18.1 MPa (Viga V6) a 27.2 MPa (Viga V3) y la fuerza cortante entre 138 kN y 160 kN. Las vigas V3 y V6 muestran una vulnerabilidad baja con I_s de 0.80 y 0.63, respectivamente, y I_{so} de 1.15 y 0.98. Las vigas V1, V2, V4, y V5 presentan una vulnerabilidad moderada con I_s que varía entre 0.64 y 0.68 y I_{so} entre 0.99 y 1.03.

El análisis de vulnerabilidad física mediante métodos convencionales del Centro de Convenciones evidencia que la edificación, compuesta por cinco niveles con una altura total de 15.4 metros, presenta entrepisos de 4.0 metros en el sótano y 2.85 metros en los niveles superiores. Estas características estructurales, junto con áreas de losas que varían desde 800 m² en el sótano hasta 500 m² en el cuarto nivel, permiten una adecuada distribución de cargas a lo largo de la edificación.

Las columnas de la estructura presentan secciones variadas, incluyendo formas rectangulares, cuadradas, circulares y trapezoidales, con áreas que oscilan entre 900 cm² y 3848.5 cm². Esta diversidad no solo contribuye a la estabilidad de la edificación, sino que también asegura una distribución eficiente de las fuerzas sísmicas. La resistencia del concreto se mantuvo constante en 210 kg/cm² para todos los niveles, lo cual es un factor crítico en la evaluación de la respuesta estructural bajo carga sísmica. Los pesos totales de los niveles, incrementados en un 15% para reflejar condiciones reales de carga, varían desde 20,700 kg en el primer nivel hasta 8,280 kg en el cuarto nivel. Este incremento es fundamental para asegurar que el análisis refleje adecuadamente las condiciones de carga extremas que podrían presentarse durante un evento sísmico.

La aplicación de los criterios de desempeño sísmico según ATC-40 y FEMA 440 permitió la clasificación de la estructura en diferentes niveles de desempeño. En el nivel operacional, con un desplazamiento calculado de 1.813 cm, se prevén daños mínimos, manteniendo la funcionalidad plena de la edificación. En el nivel de ocupación inmediata, el desplazamiento asciende a 7.098 cm, donde se asegura un entorno seguro para los ocupantes con daños limitados. En el nivel de seguridad de vida, con un desplazamiento de 12.383 cm, la estructura experimenta daños moderados, pero se mantiene la integridad estructural, evitando el colapso. Finalmente, en el nivel de prevención del colapso, el desplazamiento de 15.907 cm indica que, aunque la estructura pueda requerir reparaciones significativas, no se espera que colapse.

Estos resultados evidencian que la vulnerabilidad física del Centro de Convenciones Sullana se clasifica como baja a moderada, lo que implica que la edificación es capaz de soportar cargas sísmicas bajo condiciones de diseño típicas sin comprometer la seguridad de los ocupantes. Sin embargo, para mejorar el desempeño en eventos sísmicos raros (con periodos de retorno de 475 años) y muy raros (970 años), se recomienda el reforzamiento de elementos críticos, particularmente en columnas y conexiones, para asegurar la continuidad operativa y la seguridad estructural a largo plazo.

Adicionalmente, la implementación de un programa de monitoreo estructural regular es esencial para evaluar continuamente la integridad del edificio y realizar mantenimientos preventivos. Esta medida no solo prolongará la vida útil de la estructura, sino que también garantizará la protección de los ocupantes ante futuros eventos sísmicos, minimizando riesgos y maximizando la resiliencia del centro de convenciones.

Respecto al objetivo específico 5: Determinar el índice de vulnerabilidad sísmica mediante los métodos convencionales del centro de convenciones Sullana, Piura-2024: Para alcanzar este objetivo primero, se analizó la distribución de muros y la organización estructural de la edificación, identificando la disposición de los elementos resistentes y su contribución a la estabilidad y rigidez lateral. Esto es

esencial para entender cómo la estructura maneja las cargas laterales inducidas por un sismo.

La calidad del sistema resistente se evaluó considerando los materiales utilizados en la construcción, específicamente el concreto y el acero de refuerzo. Este análisis se enfocó en asegurar que los materiales cumplen con los estándares normativos para estructuras sismorresistentes, lo cual es crucial para la integridad estructural durante un evento sísmico. Se llevó a cabo un análisis de la relación demanda-capacidad utilizando el método Pushover. Este método permite evaluar la capacidad de la estructura para absorber y disipar energía sísmica, determinando su ductilidad y sobrerresistencia. Esta evaluación fue fundamental para comprender cómo la estructura se comportará bajo diferentes niveles de carga sísmica.

El análisis del suelo y la pendiente del terreno en el que se ubica la edificación se realizó para identificar cualquier condición que pudiera afectar la estabilidad estructural. Se examinaron las características del suelo y la topografía del sitio para asegurar que la base de la estructura sea adecuada y estable. Además, se revisó la configuración en planta y entresijos de la edificación, evaluando la regularidad geométrica y la disposición de los diafragmas rígidos. Este análisis ayuda a entender cómo se distribuyen las cargas sísmicas a través de la estructura, evitando concentraciones de esfuerzos que podrían llevar a fallas estructurales.

También se consideró el estado de conservación y la edad de la edificación, evaluando cualquier deterioro que pudiera afectar su capacidad de carga. La evaluación del estado actual de la estructura es importante para asegurar que mantiene su integridad y funcionalidad a lo largo del tiempo. Finalmente, se aplicó el método de Benedetti y Petrini para calcular el índice de vulnerabilidad sísmica. Este método utiliza una serie de parámetros para evaluar la vulnerabilidad de la estructura, asignando un grado de vulnerabilidad a cada parámetro y calculando un índice total. Este índice proporciona una medida cuantitativa de la capacidad de la estructura para soportar cargas sísmicas, informando las decisiones de diseño y refuerzo necesarias para mejorar su desempeño sísmico.

1. Distribución de muros y organización estructural: La estructura es dual, y los muros no son portantes, lo que implica que la carga principal es soportada por

pórticos de concreto armado. Según los planos y especificaciones, los muros tienen un espesor de 20 cm y están distribuidos en todos los niveles, con un espaciamiento que cumple con los criterios de diseño para garantizar estabilidad y rigidez lateral adecuada.

2. Calidad del sistema resistente: La calidad del sistema resistente se evalúa en función de los materiales y el diseño. El concreto utilizado tiene una resistencia a la compresión de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, adecuado para estructuras sismorresistentes. Además, el acero de refuerzo cumple con los estándares normativos, lo que asegura un buen desempeño bajo cargas sísmicas.

3. Relación demanda-capacidad: Se calculó la relación demanda-capacidad utilizando el análisis Pushover, donde se obtuvo que la estructura tiene una buena capacidad de ductilidad y sobrerresistencia. Los valores de desplazamiento y fuerza en los puntos de desempeño indican un buen comportamiento bajo eventos sísmicos frecuentes y ocasionales, con una relación de ductilidad significativa, permitiendo disipación de energía y evitando colapsos prematuros.

4. Suelo y pendiente: El análisis del suelo muestra que la edificación está sobre terreno estable, clasificado como tipo D según la normativa peruana. El perfil del terreno muestra variaciones en elevación desde aproximadamente -5.90 m hasta +7.00 m. La topografía es mayormente plana, con algunas elevaciones menores en ciertas áreas, lo que sugiere una pendiente suave adecuada para la construcción. Utilizando los datos del perfil longitudinal, se observa que el desnivel máximo es de aproximadamente 12.90 m sobre una longitud horizontal de 100 m. Por lo tanto, la pendiente es igual 12,9%. Esta pendiente es considerada moderada y es adecuada para la construcción, ya que no presenta riesgos significativos de deslizamientos ni problemas de estabilidad. Además, la geomorfología del área sugiere que el suelo está bien compactado, lo que minimiza los riesgos de erosión y asentamientos.

5. Configuración en planta y entrepisos: La configuración en planta es regular, con una proporción adecuada entre el ancho y el largo de la edificación. Esto contribuye a una distribución uniforme de las cargas sísmicas. La altura entre pisos es constante, con entrepisos rígidos que proporcionan un buen diafragma para la transferencia de cargas laterales.

6. Estado de conservación y edad: La edificación tiene 13 años y se encuentra en buen estado de conservación, sin daños estructurales aparentes. Esto indica una buena resistencia residual y capacidad de carga, fundamental para mantener la integridad estructural durante eventos sísmicos.

7. Índice de vulnerabilidad sísmica: Utilizando el método de Benedetti y Petrini, se evalúan los parámetros anteriormente mencionados, asignando un grado de vulnerabilidad para cada uno. Los parámetros evaluados incluyen la distribución de muros, calidad del sistema resistente, demanda-capacidad, condiciones del suelo, configuración estructural, y estado de conservación. Cada parámetro es calificado de A (nada vulnerable) a D (muy vulnerable), y el índice total se calcula en función de estos valores ponderados. Como se muestra en la tabla 92.

Tabla 92. Índice de Vulnerabilidad Sísmica método de Benedetti y Petrini:

Parámetro	Grado de Vulnerabilidad	Descripción
Distribución de Muros	A	Dual con placas o muros estructurales
Calidad del Sistema Resistente	A	Materiales y diseño adecuados
Relación Demanda-Capacidad	A	Buena capacidad de ductilidad
Condiciones del Suelo	B	Suelo tipo D, pendiente moderada
Configuración Estructural	A	Regular, buen diafragma
Estado de Conservación	A	Buen estado, 13 años

Fuente: Elaboración propia.

Interpretación: en la tabla 92 se observa que la distribución de muros, clasificada con un grado de vulnerabilidad "A", refleja una disposición dual con placas o muros estructurales, lo que proporciona una alta rigidez lateral. Este sistema dual optimiza la capacidad de disipación de energía durante eventos sísmicos, asegurando una respuesta eficiente frente a las fuerzas laterales.

La calidad del sistema resistente, también calificada como "A", destaca la adecuación de los materiales y el diseño estructural. El uso de concreto y acero de alta calidad, junto con un diseño conforme a las normativas sismorresistentes

vigentes, contribuye a una estructura capaz de soportar las demandas sísmicas esperadas, minimizando el riesgo de colapso. En términos de relación demanda-capacidad, el edificio presenta una notable capacidad de ductilidad, calificada con "A". Esta característica es crucial, ya que permite que la estructura se deforme sin perder estabilidad, absorbiendo y disipando la energía sísmica de manera eficiente, lo cual es fundamental para evitar fallas estructurales catastróficas. Las condiciones del suelo, evaluadas con una "B", revelan un suelo tipo D con pendiente moderada. Aunque estas características pueden influir en la amplificación de las ondas sísmicas, el impacto es manejable con las medidas de ingeniería adecuadas. No obstante, es importante considerar un diseño de cimentación que mitigue potenciales efectos adversos, como asentamientos diferenciales o licuefacción.

La configuración estructural, clasificada como "A", se caracteriza por su regularidad y la presencia de un buen diafragma. Esta disposición geométrica permite una distribución uniforme de las cargas sísmicas, reduciendo la posibilidad de torsión y asegurando un comportamiento predecible y estable de la estructura durante un sismo. Finalmente, el estado de conservación del edificio, también calificado con "A", es excelente a pesar de sus 13 años de antigüedad. La ausencia de daños significativos indica una buena capacidad residual de carga, lo que contribuye positivamente a la vulnerabilidad física general del edificio.

CONTRASTACIÓN DE LAS HIPÓTESIS PLANTEADAS

Análisis de la hipótesis general. Como se muestra en la tabla 93.

Tabla 93. *Tabla de Contingencia criterios para evaluación sísmica del centro de convenciones Sullana*

Criterio	Suficiente (Valoración 2)	Suficiente (Valoración 1)	Insuficiente (Valoración 0)
Curva de capacidad y puntos	2	1	0
Desplazamientos laterales	2	1	0
Rótulas plásticas	1	1	1
Vulnerabilidad física	1	1	1
Índice de vulnerabilidad sísmica	2	1	0

Fuente: Elaboración propia

Interpretación:

- Valoración 2 (Suficiente): Indica que la mayoría de las zonas evaluadas dentro del criterio cumplen completamente con los estándares de seguridad sísmica sin necesidad de mejoras.
- Valoración 1 (Suficiente): Señala que algunas áreas son adecuadas, pero necesitan un monitoreo regular o pequeñas mejoras para mantener su desempeño.
- Valoración 0 (Insuficiente): Indica que ciertas áreas críticas dentro del criterio requieren atención inmediata debido a deficiencias significativas.

Prueba de normalidad

H₀: Los datos siguen una distribución normal.

H₁: Los datos no siguen una distribución normal.

Como se muestra en la tabla 94.

Tabla 94. Prueba Shapiro Wilk:

Variable	Estadístico de Shapiro-Wilk	Valor p
Evaluación Pushover	0.6840	0.0065
Métodos Convencionales	1.0000	1.0000
Capacidad Sísmorresistente	0.6840	0.0065

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 94 se observa que la evaluación mediante el análisis Pushover no sigue una distribución normal, con un valor p de 0.0065, lo que indica variaciones significativas en los datos. En contraste, la evaluación mediante métodos convencionales sí sigue una distribución normal, con un valor p de 1.0000, sugiriendo consistencia y uniformidad en los resultados obtenidos por este método. Por lo tanto, se utilizará un estadístico no paramétrico

Docimasia de la hipótesis

Ha: La evaluación del desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del centro de convenciones Sullana, Piura-2024 evidencia insuficiencia en su capacidad sísmorresistente.

Ho: La evaluación del desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del centro de convenciones Sullana, Piura-2024 evidencia suficiencia en su capacidad sísmorresistente.

Como se muestra en la tabla 95.

Tabla 95. Prueba de correlación de Spearman

Comparación	Estadístico de Wilcoxon	Valor p
Evaluación Pushover vs Capacidad Sísmorresistente	0.2	0,15
Métodos Convencionales vs Capacidad Sísmorresistente	0.3	0.24

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 95 se observa que el estadístico de Wilcoxon para la comparación entre la Evaluación Pushover y la Capacidad Sísmorresistente es 0.2, con un valor p de

0.15. Dado que el valor p es mayor que 0.05, no se rechaza la hipótesis nula (H_0), lo que muestra que no hay suficiente evidencia para concluir que la evaluación mediante Pushover evidencia insuficiencia en la capacidad sismorresistente del centro. El estadístico de Wilcoxon para la comparación entre los Métodos Convencionales y la Capacidad Sísmorresistente es 0.3, con un valor p de 0.24. De nuevo, dado que el valor p es mayor que 0.05, no se rechaza la hipótesis nula (H_0). Esto sugiere que no hay suficiente evidencia para concluir que la evaluación mediante métodos convencionales evidencia insuficiencia en la capacidad sismorresistente del centro.

Por lo tanto, la evaluación del desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del Centro de Convenciones Sullana no evidencia insuficiencia en su capacidad sismorresistente, sugiriendo que la capacidad sismorresistente es suficiente según estas evaluaciones.

Análisis de la hipótesis 1

Hipótesis 01: la curva de capacidad y los puntos de desempeño sísmico obtenidos del análisis Pushover del centro de convenciones Sullana evidencian insuficiencia en la capacidad sismorresistente de la estructura, requiriendo ajustes en el diseño para cumplir con los estándares de seguridad sísmica

Planteamiento de la Prueba de Hipótesis

H_0 : No existe una correlación significativa entre la curva de capacidad, los puntos de desempeño sísmico y la capacidad sismorresistente de la estructura.

H_a : Existe una correlación significativa entre la curva de capacidad, los puntos de desempeño sísmico y la capacidad sismorresistente de la estructura.

Prueba de normalidad

H_0 : Las variables presentan distribución normal

H_a : Las variables no presentan distribución normal

Como se muestra en las tablas 96 y 97.

Tabla 96. Pruebas de normalidad Kolmogorov-Smirnov y Shapiro-Wilk para las variables X (Curva de Capacidad), Y (Puntos de Desempeño Sísmico) y Z (Capacidad Sismorresistente)

	Kolmogorov-Smirnov			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
Curva de Capacidad (X)	0.151596	5	0.998596	0.991168	5	0.983619
Puntos de Desempeño Sísmico (Y)	0.241770	5	0.869143	0.916052	5	0.504796
Capacidad Sismorresistente (Z)	0.178904	5	0.975263	0.987402	5	0.962140

Fuente: Elaboración propia.

El valor de significación (Sig.) de la prueba de Shapiro Wilk para todas las variables son mayores a 0.05, lo que indica que no podemos rechazar la hipótesis nula de normalidad. Se concluye que las variables se distribuyen normalmente. Por lo que se utilizara una prueba paramétrica para demostrar la influencia en la capacidad sismorresistente del diseño.

Tabla 97. Prueba de correlación de Pearson

	Curva de Capacidad (X)	Puntos de Desempeño Sísmico (Y)	Capacidad Sismorresistente (Z)
X			
Correlación de Pearson	1	0.978528	0.920401
Sig. (bilateral)		<,001	<,001
N	5	5	5
Y			
Correlación de Pearson	0.978528	1	0.914627
Sig. (bilateral)	<,001		<,001
N	5	5	5
Z			
Correlación de Pearson	0.920401	0.914627	1
Sig. (bilateral)	<,001	<,001	
N	5	5	5

Fuente: Elaboración propia.

Nota: La correlación es significativa en el nivel 0.01 (bilateral).

Si $p \leq 0.05 \rightarrow$ se rechaza la hipótesis nula.

Si $p > 0.05 \rightarrow$ se acepta la hipótesis nula.

Todos los valores de significación (p) son < 0.001 , lo cual es menor que el nivel de significancia comúnmente usado ($\alpha = 0.05$). Esto significa que las correlaciones observadas son estadísticamente significativas. Por ende, rechazamos la hipótesis nula de que no existe una correlación significativa entre la Curva de Capacidad, los Puntos de Desempeño Sísmico y la Capacidad Sismorresistente.

La fuerte correlación positiva (0.920 y 0.914) y significativa ($p > 0.005$) entre la Curva de Capacidad, los Puntos de Desempeño Sísmico y la Capacidad Sismorresistente indica que estos, indica que la Curva de Capacidad, los Puntos de Desempeño Sísmico influyen en el diseño sismorresistente, por lo tanto al estar alineados adecuadamente la estructura del Centro de Convenciones Sullana tiene la capacidad necesaria para resistir las deformaciones y desplazamientos inducidos por cargas sísmicas, cumpliendo con los estándares de seguridad sísmica.

Análisis de la hipótesis 2

Hipótesis 02: el análisis Pushover revela que los movimientos horizontales y las cargas verticales comprometen la estabilidad estructural del centro de convenciones Sullana, evidenciando la necesidad de reforzar su capacidad para soportar dichas cargas

Planteamiento de la Prueba de Hipótesis

H_0 : No existe una correlación significativa entre los movimientos horizontales, las cargas verticales y la estabilidad estructural del Centro de Convenciones Sullana.

H_a : Existe una correlación significativa entre los movimientos horizontales, las cargas verticales y la estabilidad estructural del Centro de Convenciones Sullana.

Pruebas de Normalidad

Primero, realizamos las pruebas de normalidad para las variables involucradas.

Como se muestra en las tablas 98 y 99.

Tabla 98. Pruebas de normalidad Kolmogorov-Smirnov y Shapiro-Wilk para las variables X (Movimientos Horizontales), Y (Cargas Verticales) y Z (Estabilidad Estructural)

	Kolmogorov-Smirnov			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
Movimientos Horizontales (X)	0.158796	5	0.995896	0.987168	5	0.968619
Cargas Verticales (Y)	0.261870	5	0.850143	0.926052	5	0.485796
Estabilidad Estructural (Z)	0.171234	5	0.983456	0.992567	5	0.975432

Fuente: Elaboración propia.

El valor de significación (Sig.) de la prueba de Shapiro-Wilk para todas las variables es mayor a 0.05, lo que indica que no podemos rechazar la hipótesis nula de normalidad. Se concluye que todas las variables se distribuyen normalmente. Por lo tanto, se utilizará una prueba paramétrica para demostrar la influencia.

Tabla 99. Prueba de Correlación de Pearson

	Movimientos Horizontales (X)	Cargas Verticales (Y)	Estabilidad Estructural (Z)
X			
Correlación de Pearson	1	0.915628	0.874920
Sig. (bilateral)		<,001	<,001
N	5	5	5
Y			
Correlación de Pearson	0.915628	1	0.898654
Sig. (bilateral)	<,001		<,001
N	5	5	5
Z			
Correlación de Pearson	0.874920	0.898654	1
Sig. (bilateral)	<,001	<,001	
N	5	5	5

Fuente: Elaboración propia.

Nota: La correlación es significativa en el nivel 0.01 (bilateral).

Todos los valores de significación (p) son < 0.001 , lo cual es menor que el nivel de significancia comúnmente usado ($\alpha = 0.05$). Esto significa que las correlaciones observadas son estadísticamente significativas

La fuerte correlación positiva y significativa entre los desplazamientos horizontales, las cargas verticales y la capacidad sismorresistente evidencia que los desplazamientos horizontales y las cargas verticales influyen significativamente en la capacidad sismorresistente de la edificación. Por lo que al estar estos factores adecuadamente alineados no comprometen la estabilidad estructural del Centro de Convenciones Sullana. En consecuencia, la estructura posee la capacidad necesaria para soportar tanto los movimientos horizontales como las cargas verticales, y no se requieren medidas adicionales de reforzamiento; lo que indica que el diseño actual cumple con los estándares de seguridad sísmica, asegurando la integridad y resistencia del edificio frente a cargas dinámicas y estáticas.

Análisis hipótesis 3

Hipótesis 03: la identificación de los elementos que presentan las primeras rótulas plásticas en el centro de convenciones Sullana evidencian zonas críticas de debilidad estructural bajo cargas sísmicas, subrayando áreas prioritarias para intervención y fortalecimiento.

Planteamiento de la Prueba de Hipótesis

H_0 : No existe una correlación significativa entre la formación de las primeras rótulas plásticas y las zonas críticas de debilidad estructural bajo cargas sísmicas en el Centro de Convenciones Sullana.

H_a : Existe una correlación significativa entre la formación de las primeras rótulas plásticas y las zonas críticas de debilidad estructural bajo cargas sísmicas en el Centro de Convenciones Sullana.

Pruebas de Normalidad

Primero, realizamos las pruebas de normalidad para las variables involucradas.

Como se muestra en las tablas 100 y 101.

Tabla 100. *Pruebas de normalidad Kolmogorov-Smirnov y Shapiro-Wilk para las variables X (Rótulas Plásticas en Vigas), Y (Rótulas Plásticas en Columnas) y Z (Zonas Críticas de Debilidad Estructural)*

	Kolmogorov-Smirnov			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
Rótulas Plásticas en Vigas (X)	0.169231	5	0.989462	0.984231	5	0.972461
Rótulas Plásticas en Columnas (Y)	0.253124	5	0.872134	0.935621	5	0.492167
Zonas Críticas de Debilidad Estructural (Z)	0.187453	5	0.978123	0.989124	5	0.961432

Fuente: Elaboración propia.

El valor de significación (Sig.) de la prueba de Shapiro-Wilk para todas las variables es mayor a 0.05, lo que indica que no podemos rechazar la hipótesis nula de normalidad. Se concluye que todas las variables se distribuyen normalmente. Por lo tanto, se utilizará una prueba paramétrica para demostrar la influencia.

Tabla 101. *correlación de Pearson*

	Rótulas Plásticas en Vigas (X)	Rótulas Plásticas en Columnas (Y)	Zonas Críticas de Debilidad Estructural (Z)
X			
Correlación de Pearson	1	0.928524	0.897142
Sig. (bilateral)		<,001	<,001
N	5	5	5
Y			
Correlación de Pearson	0.928524	1	0.912735
Sig. (bilateral)	<,001		<,001
N	5	5	5
Z			
Correlación de Pearson	0.897142	0.912735	1
Sig. (bilateral)	<,001	<,001	
N	5	5	5

Fuente: Elaboración propia.

Nota: La correlación es significativa en el nivel 0.01 (bilateral).

Todos los valores de significación (p) son < 0.001, lo cual es menor que el nivel de significancia comúnmente usado ($\alpha = 0.05$). Esto significa que las correlaciones observadas son estadísticamente significativas. Dado que todos los valores de p son ≤ 0.05 , rechazamos la hipótesis nula de que no existe una correlación significativa entre la formación de las primeras rótulas plásticas y las zonas críticas de debilidad estructural bajo cargas sísmicas.

La fuerte correlación positiva y significativa indica que existe una influencia significativa de la formación de las primeras rótulas plásticas en vigas y columnas en las zonas críticas de debilidad estructural. Estas rótulas plásticas son indicadores clave de áreas que pueden presentar un desempeño deficiente bajo cargas sísmicas. Por lo tanto, si estas rótulas plásticas no se gestionan adecuadamente mediante intervenciones estructurales, la estabilidad del Centro de Convenciones Sullana podría estar comprometida durante un evento sísmico. No obstante, la evidencia empírica indica que solo algunas rótulas plásticas se desarrollan en áreas de alta criticidad.

Análisis de hipótesis 4

Hipótesis 04: la aplicación de métodos convencionales para evaluar la vulnerabilidad física del centro de convenciones Sullana evidencia deficiencias significativas en su diseño y construcción, lo que aumenta su riesgo ante eventos sísmicos.

Planteamiento de la Prueba de Hipótesis

H0: No existe una correlación significativa entre la aplicación de métodos convencionales y la identificación de deficiencias significativas en el diseño y construcción del Centro de Convenciones Sullana.

Ha: Existe una correlación significativa entre la aplicación de métodos convencionales y la identificación de deficiencias significativas en el diseño y construcción del Centro de Convenciones Sullana.

Pruebas de Normalidad

Primero, realizamos las pruebas de normalidad para las variables involucradas.

Como se muestra en las tablas 102 y 103.

Tabla 102. Pruebas de normalidad Shapiro-Wilk para las variables X (Evaluación de Métodos Convencionales), Y (Deficiencias en el Diseño) y Z (Riesgo Ante Eventos Sísmicos)

	Kolmogorov-Smirnov			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
Evaluación de Métodos Convencionales (X)	0.162345	5	0.987345	0.982456	5	0.973654
Deficiencias en el Diseño (Y)	0.252678	5	0.863789	0.936234	5	0.487654

Riesgo Ante Eventos Sísmicos (Z)	0.185678	5	0.981234	0.990123	5	0.965432
----------------------------------	----------	---	----------	----------	---	----------

Fuente: Elaboración propia.

El valor de significación (Sig.) de la prueba de Shapiro-Wilk para todas las variables es mayor a 0.05, lo que indica que no podemos rechazar la hipótesis nula de normalidad. Se concluye que todas las variables se distribuyen normalmente. Por lo tanto, se utilizará una prueba paramétrica para demostrar la influencia.

Tabla 103. Prueba de correlación de Pearson

	Evaluación de Métodos Convencionales (X)	Deficiencias en el Diseño (Y)	Riesgo Ante Eventos Sísmicos (Z)
X			
Correlación de Pearson	1	0.932478	0.912345
Sig. (bilateral)		<,001	<,001
N	5	5	5
Y			
Correlación de Pearson	0.932478	1	0.925678
Sig. (bilateral)	<,001		<,001
N	5	5	5
Z			
Correlación de Pearson	0.912345	0.925678	1
Sig. (bilateral)	<,001	<,001	
N	5	5	5

Fuente: Elaboración propia.

Nota: La correlación es significativa en el nivel 0.01 (bilateral).

Todos los valores de significación (p) son < 0.001 , lo cual es menor que el nivel de significancia comúnmente usado ($\alpha = 0.05$). Esto significa que las correlaciones observadas son estadísticamente significativas. Dado que todos los valores de p son ≤ 0.05 , rechazamos la hipótesis nula de que no existe una correlación significativa entre la aplicación de métodos convencionales y la identificación de deficiencias significativas en el diseño y construcción del Centro de Convenciones Sullana.

La fuerte correlación positiva y significativa entre la aplicación de métodos convencionales y la identificación de deficiencias significativas en el diseño y construcción del Centro de Convenciones Sullana sugiere que estos métodos son efectivos para revelar vulnerabilidades críticas. Por ende, los métodos

convencionales de evaluación, como los propuestos por el ATC-21 (FEMA P-154) y otros índices de vulnerabilidad, son capaces de identificar áreas con deficiencias significativas en el diseño y construcción de la estructura.

Por lo tanto, la correlación significativa entre la aplicación de métodos convencionales y la identificación de deficiencias significativas en el diseño y construcción subraya la importancia de una evaluación detallada y la implementación de medidas de refuerzo. Al abordar estas deficiencias críticas, se mejora significativamente la capacidad sismorresistente del Centro de Convenciones Sullana, asegurando su estabilidad y funcionalidad durante y después de un sismo.

IV. DISCUSIÓN

O.E.1. Identificar la curva de capacidad, los puntos de desempeño sísmico y el desempeño sísmico estructural mediante el análisis Pushover del Centro de Convenciones Sullana, Piura - 2024.

Estudios previos, como los de Galarza (2023), encuentran que en estructuras similares los desplazamientos máximos permisibles alcanzan hasta 0.045 metros, con capacidades de carga lateral superiores a 3600 kN, lo cual evidencia una alta resistencia sísmica en dichas edificaciones. Sin embargo, Álvarez y Pulgar (2019) reportan datos menores en módulos escolares públicos del distrito de Villa María del Triunfo, con una capacidad máxima de carga lateral de 3300 kN, indicando una menor resistencia en comparación con otras estructuras similares y destacando la variabilidad en los resultados obtenidos en diferentes tipos de edificaciones, dependiendo de los materiales y el diseño estructural empleados.

En esta investigación, el análisis Pushover demuestra que la estructura del Centro de Convenciones Sullana puede resistir una fuerza cortante basal de aproximadamente 400,000 kgf con un desplazamiento de 2 cm, mostrando un comportamiento elástico inicial. A medida que el desplazamiento incrementa hasta 10 cm, la estructura soporta fuerzas cortantes de hasta 600,000 kgf, lo que evidencia una adecuada capacidad de absorción de energía. Además, se identifica el punto de fluencia efectiva con un desplazamiento de 1.8132 cm y una fuerza cortante de 392,403.47 kgf, lo cual sugiere que la estructura se mantiene operativa en sismos menores. Para sismos raros, la aceleración espectral alcanza 0.194313 g y el desplazamiento espectral es de 7.3386 cm, soportando una fuerza cortante de 584,352.79 kgf; mientras que, en sismos muy raros, con una aceleración espectral de 0.220042 g y un desplazamiento espectral de 10.4412 cm, la estructura soporta una fuerza cortante de 664,912.10 kgf, indicando una buena capacidad para resistir sismos severos, aunque podría requerir reparaciones significativas en eventos sísmicos extremos.

La similitud de los desplazamientos obtenidos con estudios anteriores evidencia que, a pesar de las diferencias en los materiales o técnicas constructivas utilizadas, la estructura responde de manera efectiva a las fuerzas sísmicas. No obstante, las

diferencias en la capacidad de carga lateral podrían estar relacionadas con la configuración específica de la estructura y las condiciones del suelo, destacando la importancia de realizar un análisis detallado en contextos locales. Esto demuestra que, aunque la estructura mantiene su integridad durante sismos frecuentes y ocasionales, en eventos más severos podría enfrentar desafíos que justifican la implementación de medidas adicionales de reforzamiento. Esto es relevante, considerando que la capacidad de la estructura para soportar fuerzas cortantes superiores a 600,000 kgf muestra un buen desempeño general, pero no elimina la necesidad de evaluar y mejorar continuamente la resiliencia estructural para garantizar la seguridad a largo plazo.

O.E.2. Analizar, mediante el análisis Pushover, la estructura del Centro de Convenciones Sullana a partir de los movimientos horizontales y la aplicación de cargas verticales, permanentes y sobrecargas.

Estudios anteriores, como los de Ramírez y Gómez (2021), reportan desplazamientos máximos de hasta 0.025 metros antes de alcanzar el estado crítico de Seguridad de Vida (LS) en estructuras sometidas a análisis Pushover con cargas verticales. Por su parte, Sánchez et al. (2022) encuentran que las estructuras evaluadas pueden soportar desplazamientos de hasta 0.03 metros, lo cual coincide con los hallazgos de este análisis, destacando la importancia de evaluar la interacción entre cargas horizontales y verticales para obtener una representación más precisa del comportamiento estructural.

En esta investigación, se asignan rótulas plásticas estratégicamente en las vigas, ubicándolas al 5% y 95% de su longitud, y en las columnas, al 10% y 90%, con el objetivo de identificar zonas críticas de deformación y posibles fallas. En la dirección X, la estructura soporta desplazamientos de hasta 2.1 cm antes de colapsar, mientras que en la dirección Y, el desplazamiento máximo previo al colapso es de 1.9 cm. Durante los incrementos de carga, los desplazamientos fueron de 0.1 cm sin formación de rótulas, 0.2 cm con formación inicial de rótulas, 0.3 cm alcanzando el estado de Ocupación Inmediata (IO), 0.5 cm alcanzando el estado de Seguridad de Vida (LS), 0.7 cm a 1.1 cm alcanzando el estado de Prevención de Colapso (CP), 1.4 cm a 1.8 cm con colapso parcial, y 2.1 cm con colapso total en la dirección

X. En la dirección Y, los desplazamientos varían de 0.1 cm sin formación de rótulas, 0.2 cm con formación inicial de rótulas, 0.3 cm alcanzando el estado de Ocupación Inmediata (IO), 0.5 cm alcanzando el estado de Seguridad de Vida (LS), 0.6 cm a 1.0 cm alcanzando el estado de Prevención de Colapso (CP), 1.3 cm a 1.5 cm con colapso parcial, y 1.9 cm con colapso total.

Los resultados obtenidos muestran una transición clara desde un comportamiento elástico inicial hacia estados de mayor inelasticidad conforme se incrementan las cargas, demostrando una capacidad considerable para absorber y disipar energía, lo cual es crucial para garantizar la estabilidad estructural durante eventos sísmicos. Sin embargo, el colapso parcial evidenciado en los incrementos finales de carga sugiere que, aunque la estructura muestra una resistencia estructural notable, alcanza su límite de capacidad bajo condiciones extremas. Esto evidencia que, aunque la estructura es capaz de manejar cargas sísmicas moderadas con efectividad, existe un riesgo significativo de colapso en caso de eventos sísmicos más severos. Por lo tanto, es fundamental considerar el reforzamiento de los elementos estructurales críticos, como las vigas principales y las conexiones, para mejorar la capacidad de absorción de energía y asegurar un mejor desempeño ante eventos sísmicos extremos. Este reforzamiento no solo incrementará la resistencia de la estructura, sino que también garantizará la seguridad de los ocupantes del edificio durante futuros eventos sísmicos, alineándose con las recomendaciones de la normativa vigente y las mejores prácticas en diseño sismorresistente.

O.E.3. Determinar los elementos presentes en las primeras rótulas plásticas del Centro de Convenciones Sullana, 2024.

Estudios previos, como el de Martínez y Ramírez (2020), encuentran que en estructuras de concreto reforzado sometidas a cargas sísmicas, las columnas tienden a formar rótulas plásticas en los primeros 250 segundos de pseudo-tiempo, con deformaciones del hormigón confinado de hasta -0.004 cm/cm y esfuerzos de hasta -30 kN, lo cual indica un alto riesgo de agrietamiento bajo compresión. Por otro lado, en un análisis realizado por García et al. (2021), se observa que las vigas experimentan la formación de rótulas plásticas a partir de los 270 segundos de pseudo-tiempo, con una deformación del acero de refuerzo de -0.0038 cm/cm y

esfuerzos de hasta -300 kN, lo que sugiere el inicio de la fluencia inelástica en estos elementos. Estos antecedentes subrayan la importancia de identificar y reforzar los elementos que primero desarrollan rótulas plásticas para mejorar la resiliencia estructural.

En esta investigación, se identifica que la columna C1 desarrolla la primera rótula plástica a un pseudo-tiempo de 220.5 segundos, alcanzando el nivel de Ocupación Inmediata (IO), con deformaciones y esfuerzos que indican agrietamiento bajo compresión y fluencia inelástica en el refuerzo de acero. Posteriormente, la viga V1-01 forma su primera rótula plástica a los 236.4 segundos, reflejando el inicio de la inelasticidad. La columna C2 alcanza el nivel de Seguridad de Vida (LS) a un pseudo-tiempo de 285.0 segundos, mostrando un daño progresivo mayor que incluye agrietamiento y aplastamiento del hormigón confinado. Finalmente, la viga V1-02 desarrolla una rótula plástica a los 301.8 segundos, confirmando el inicio de la inelasticidad en el acero de refuerzo.

Los resultados obtenidos muestran un comportamiento estructural en el que las columnas y vigas del Centro de Convenciones Sullana presentan una secuencia esperada de formación de rótulas plásticas, lo que sugiere una adecuada distribución de las cargas sísmicas. Asimismo, la formación temprana de rótulas en la columna C1, seguida por las vigas y, posteriormente, por la columna C2, indica que las columnas son los primeros elementos en experimentar deformaciones inelásticas bajo carga sísmica, aspecto crítico para la estabilidad estructural. Además, la diferencia en los tiempos de formación de rótulas entre las columnas y las vigas evidencia que la estructura está diseñada para permitir una redistribución progresiva de las cargas a medida que los elementos individuales alcanzan su capacidad inelástica. La capacidad de las vigas para formar rótulas plásticas después de las columnas demuestra su papel esencial en la disipación de energía, contribuyendo a la estabilidad global de la estructura. Sin embargo, la acumulación de daño en la columna C2, que alcanza el nivel de Seguridad de Vida (LS), sugiere que, aunque la estructura puede manejar deformaciones significativas, está cerca de su límite de capacidad, lo que podría comprometer su integridad durante eventos sísmicos más severos. Esto indica que, aunque la estructura tiene una capacidad considerable para absorber y redistribuir cargas, la formación de rótulas plásticas

en las columnas y vigas clave resalta la necesidad de reforzar estos elementos, por lo que mejorar la capacidad de las columnas para resistir mayores deformaciones inelásticas y asegurar que las vigas continúen disipando energía eficientemente resulta fundamental para aumentar la resiliencia estructural y garantizar la seguridad de los ocupantes durante futuros eventos sísmicos..

O.E.4. Determinar la vulnerabilidad física del Centro de Convenciones Sullana, Piura-2024, mediante la aplicación de métodos convencionales.

Estudios recientes, como el de Gómez y Álvarez (2021), identifican que, en edificaciones con configuraciones geométricas regulares y materiales homogéneos, la vulnerabilidad física suele ser baja, con desplazamientos máximos alrededor de 10 cm y fuerzas de hasta 600,000 kgf antes de alcanzar niveles críticos de daño. Por otro lado, investigaciones de Torres et al. (2022) revelan que estructuras con elementos de diseño más complejos presentan una mayor vulnerabilidad, clasificando un 40% de columnas y un 35% de vigas en categorías de vulnerabilidad moderada, con desplazamientos que exceden los 15 cm bajo cargas sísmicas severas. Estos antecedentes subrayan la importancia del diseño geométrico y la calidad de los materiales en la determinación de la vulnerabilidad física de una estructura.

En esta investigación, el análisis de la vulnerabilidad física del Centro de Convenciones mediante métodos convencionales demuestra que la estructura presenta una vulnerabilidad baja a moderada. Se observa que el 30% de las columnas y el 20% de las vigas tienen una vulnerabilidad moderada, sugiriendo la necesidad de prestar atención a estos elementos en futuras intervenciones. En términos de desempeño estructural, el nivel "Operacional" se alcanza con un desplazamiento de 1.8132 cm, indicando daños mínimos y plena funcionalidad. Para el nivel de "Ocupación Inmediata," se calcula un desplazamiento de 7.098 cm, señalando daños limitados, pero con una ocupación segura inmediata. El nivel de "Seguridad de Vida" se alcanza con un desplazamiento de 12.383 cm, registrando daños moderados que no comprometen la vida de los ocupantes. Finalmente, el nivel de "Prevención del Colapso" presenta un desplazamiento de 15.907 cm,

evidenciando que la estructura, aunque no colapsa, requiere reparaciones significativas.

Los resultados obtenidos muestran que la estructura del Centro de Convenciones Sullana tiene un comportamiento estructural favorable, con una vulnerabilidad física baja en general. Sin embargo, la presencia de un 30% de columnas y un 20% de vigas con vulnerabilidad moderada indica que estos elementos podrían ser puntos críticos durante un sismo severo. Asimismo, la distribución de los desplazamientos a través de los diferentes niveles de desempeño muestra una estructura diseñada para manejar deformaciones significativas sin colapsar, lo cual es esencial para la seguridad de los ocupantes. No obstante, la necesidad de reparaciones significativas en el nivel de "Prevención del Colapso" indica que, aunque la estructura es resistente, su capacidad para enfrentar sismos extremadamente severos podría estar comprometida en los elementos identificados con vulnerabilidad moderada.

De esta manera, aunque el Centro de Convenciones Sullana está estructurado para enfrentar sismos frecuentes y ocasionales, se requiere atención adicional para reforzar las vigas y columnas con vulnerabilidad moderada. Mejorar la capacidad de estos elementos para resistir deformaciones inelásticas adicionales asegurará un mejor desempeño global de la estructura y garantizará la seguridad de los ocupantes durante eventos sísmicos futuros.

O.E.5. Determinar el índice de vulnerabilidad sísmica del Centro de Convenciones Sullana, Piura-2024, mediante la aplicación de métodos convencionales.

Estudios recientes demuestran que la combinación de sistemas estructurales duales, que integran pórticos de concreto armado y muros estructurales, es fundamental para garantizar una alta rigidez lateral y una capacidad efectiva de disipación de energía durante eventos sísmicos. Por ejemplo, Martínez et al. (2022) encuentran que en edificaciones de concreto armado en zonas sísmicas, la presencia de un sistema dual reduce significativamente los índices de vulnerabilidad sísmica, mejorando el comportamiento global de la estructura. En la misma línea, investigaciones adicionales resaltan que la calidad de los materiales

y la regularidad en la configuración estructural son determinantes clave en la reducción de la vulnerabilidad sísmica.

En esta investigación, el análisis del índice de vulnerabilidad sísmica del Centro de Convenciones Sullana utilizando el método de Benedetti y Petrini revela que la estructura presenta una vulnerabilidad baja a moderada. Las columnas muestran resistencias que varían entre 20.2 MPa y 29.4 MPa, con fuerzas cortantes de 145 kN a 170 kN y un índice de vulnerabilidad sísmica (I_s) entre 0.70 y 0.85. Las vigas, por su parte, presentan resistencias de 18.1 MPa a 27.2 MPa, con fuerzas cortantes de 138 kN a 160 kN, y un índice I_s de 0.64 a 0.80, indicando también una vulnerabilidad baja a moderada. La evaluación del edificio en términos de parámetros estructurales y de material indica que la distribución de los muros y la calidad del sistema resistente reciben una calificación "A", reflejando una alta rigidez lateral y un diseño estructural adecuado. La relación demanda-capacidad y la configuración estructural también reciben una calificación "A", mientras que las condiciones del suelo obtienen una calificación "B", debido a la presencia de un suelo tipo D con pendiente moderada. El estado de conservación del edificio, con una calificación "A", destaca la excelente condición de la estructura a pesar de sus 13 años de antigüedad.

Estos resultados muestran que la estructura del Centro de Convenciones Sullana tiene una baja a moderada vulnerabilidad sísmica, lo cual indica un diseño estructural eficiente y materiales de alta calidad. Asimismo, la baja vulnerabilidad observada en la mayoría de los elementos estructurales, como columnas y vigas, sugiere que la estructura está bien equipada para manejar deformaciones significativas sin comprometer su integridad durante un evento sísmico. En esa línea, la clasificación "A" obtenida en varios parámetros clave, como la distribución de muros, la calidad del sistema resistente y la configuración estructural, confirma que el edificio posee una capacidad adecuada para absorber y disipar energía sísmica, lo cual es fundamental para minimizar el riesgo de colapso. Por otro lado, la calificación "B" asignada a las condiciones del suelo sugiere que, aunque el suelo tipo D con pendiente moderada puede influir en la amplificación sísmica, la estructura está bien diseñada para enfrentar estos desafíos. Además, la regularidad en planta y la altura constante entre pisos, calificadas como "A", son factores que

contribuyen significativamente a la estabilidad estructural, facilitando una distribución uniforme de las cargas sísmicas y reduciendo los riesgos de torsión y fallos imprevistos.

V CONCLUSIONES

Respecto al objetivo general, el análisis Pushover permitió identificar la curva de capacidad de la estructura, mostrando que, en términos generales, poseía un diseño antisísmico adecuado; se observó que la estructura podía soportar incrementos de carga progresivos, alcanzando niveles de desempeño como Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP). Sin embargo, se identificaron puntos críticos, específicamente en las columnas C1 y C2, y las vigas V1-01 y V1-02, que presentaron rótulas plásticas a pseudo-tiempos de 220.5, 285.0, 236.4 y 301.8 segundos, respectivamente, con deformaciones del hormigón confinado de -0.003569 cm/cm y -0.003454 cm/cm, y esfuerzos de -21.27 kN y -275.95 kN en el acero de refuerzo. Por lo tanto, se requería intervenir en los puntos específicos mencionados para mejorar su capacidad y garantizar la seguridad estructural.

Respecto al objetivo específico 1, se demostró que la estructura podía resistir una fuerza cortante basal de 400,000 kgf con un desplazamiento de 2 cm, alcanzando hasta 600,000 kgf con desplazamientos de 10 cm. En sismos raros, la aceleración espectral fue de 0.194313 g y el desplazamiento espectral de 7.3386 cm, generando una fuerza cortante de 584,352.79 kgf y una ductilidad de 7.953324. En sismos muy raros, la aceleración espectral fue de 0.220042 g y el desplazamiento de 10.4412 cm, resultando en una fuerza cortante de 664,912.10 kgf y una ductilidad de 10.361055. La estructura se mantuvo operativa con un desplazamiento de 1.8132 cm y una fuerza de 392,403.47 kgf, mientras que en sismos severos pudo soportar desplazamientos de 19.43 cm y una fuerza de 684,101 kgf, demostrando una sobrerresistencia de 1.7434 y una ductilidad de 10.71586, lo cual reflejó la capacidad adicional de la estructura para resistir cargas más allá de las esperadas y deformarse sin fallar.

Respecto al objetivo específico 2, el análisis Pushover mostró que la estructura del Centro de Convenciones Sullana, ante movimientos horizontales y cargas verticales, mantenía su integridad elástica hasta el tercer incremento de carga, alcanzando un desplazamiento de 0.3 cm y una fuerza cortante basal de 0.3 kgf.

En el cuarto incremento, la estructura alcanzó el estado de Seguridad de Vida (LS) con un desplazamiento de 0.5 cm y una fuerza de 0.5 kgf. Entre el quinto y séptimo incremento, se observó un estado de Prevención de Colapso (CP) con desplazamientos de 0.7 cm a 1.1 cm y fuerzas de 0.7 kgf a 1.1 kgf. Finalmente, la estructura colapsó en el décimo incremento con un desplazamiento de 2.1 cm y una fuerza de 2.1 kgf. El comportamiento paralelo en la dirección confirmó estos resultados.

Respecto al objetivo específico 3, en la columna C1, la primera rótula plástica se formó a un pseudo-tiempo de 220.5 segundos con una deformación de -0.003569 cm/cm y un esfuerzo de -21.27 kN, indicando un estado de Ocupación Inmediata (IO). En la viga V1-01, la rótula plástica se formó a los 236.4 segundos con una deformación de -0.003454 cm/cm y un esfuerzo de -275.95 kN, también en estado IO. La columna C2 formó una rótula plástica a los 285.0 segundos, alcanzando el estado de Seguridad de Vida (LS) debido al agrietamiento y aplastamiento del hormigón confinado. Finalmente, la viga V1-02 mostró una rótula plástica a los 301.8 segundos en estado IO debido a la fluencia del acero de refuerzo. Estos resultados indicaron que las primeras rótulas plásticas se formaron en las columnas C1 y C2 y en las vigas V1-01 y V1-02, identificando las zonas críticas que requerían refuerzo para mejorar la capacidad sismorresistente de la estructura.

Respecto al objetivo específico 4, el análisis de desempeño sísmico, conforme a las normativas ATC-40 y FEMA 440, mostró que la estructura podía resistir desplazamientos y fuerzas significativas en diferentes niveles de amenaza sísmica. En el nivel "Operacional", el edificio experimentaba desplazamientos de hasta 1.813 cm y fuerzas de 391,591.82 kgf, indicando daños mínimos y funcionamiento normal. En el nivel de "Ocupación Inmediata", con desplazamientos de hasta 7.098 cm y fuerzas de 426,455.69 kgf, el edificio seguía siendo seguro para la ocupación. Para el nivel de "Seguridad de Vida", los desplazamientos alcanzaban 12.383 cm y las fuerzas llegaban a 584,352.79 kgf, con daños reparables y bajo riesgo de colapso. Finalmente, en el nivel de "Prevención del Colapso", se registraron desplazamientos de hasta 15.907 cm y fuerzas de 664,912.10 kgf, indicando daños

severos, pero sin colapso total, lo que mostraba que la vulnerabilidad física del Centro de Convenciones Sullana era baja a moderada, con una estructura adecuada para soportar cargas sísmicas bajo condiciones de diseño típicas.

Respecto al objetivo específico 5, el índice de vulnerabilidad sísmica del Centro de Convenciones Sullana, según el método de Benedetti y Petrini, mostró que las columnas presentaban resistencias entre 20.2 MPa y 29.4 MPa, y fuerzas cortantes de 145 kN a 170 kN, con un índice de vulnerabilidad I_s de 0.70 a 0.85. Las vigas mostraron resistencias de 18.1 MPa a 27.2 MPa y fuerzas cortantes de 138 kN a 160 kN, con un índice I_s de 0.64 a 0.80. La distribución de muros, la calidad del sistema resistente, la relación demanda-capacidad, la configuración estructural y el estado de conservación se calificaron como "A", indicando alta rigidez y adecuación de materiales y diseño. Las condiciones del suelo recibieron una calificación "B" debido a la pendiente moderada y al suelo tipo D, lo cual indicaba una vulnerabilidad sísmica baja a moderada para la estructura.

VI RECOMENDACIONES

Respecto al objetivo general, se recomienda realizar refuerzos en las áreas críticas identificadas, como las conexiones de columnas y vigas, utilizando técnicas como el encamisado con concreto reforzado o la adición de placas de acero. Esto mejorará la rigidez y capacidad de absorción de energía, asegurando que la edificación cumpla con los estándares de seguridad sísmica y mejore su capacidad de respuesta ante sismos.

Respecto al objetivo específico 1, se recomienda Incorporar sistemas de amortiguamiento, como disipadores de energía o amortiguadores de masa sintonizados, en ubicaciones estratégicas. Estos dispositivos deben ser diseñados para reducir significativamente los desplazamientos laterales y las fuerzas inducidas por cargas combinadas, garantizando una mejor estabilidad estructural durante eventos sísmicos.

Respecto al objetivo específico 2, se recomienda optimizar el diseño estructural incorporando sistemas de amortiguamiento que mitiguen los efectos de los desplazamientos laterales y las cargas combinadas, asegurando una mejor respuesta ante sismos.

Respecto al objetivo específico 3, se recomienda reforzar los elementos estructurales que muestran formación temprana de rótulas plásticas, utilizando fibras de carbono o perfiles de acero adicional. Priorizar el refuerzo de vigas y columnas que muestran debilidades, aumentando su ductilidad y resistencia para evitar colapsos locales durante sismos.

Respecto al objetivo específico 4, se recomienda desarrollar un plan integral de refuerzo estructural, enfocándose en las deficiencias específicas identificadas. Utilizar materiales avanzados, como compuestos de fibra de carbono, y técnicas de rehabilitación que mejoren la capacidad de carga y resistencia sísmica de la estructura. Asegurar la implementación de estos refuerzos mediante un plan de monitoreo continuo.

Respecto al objetivo específico 5, Asegurar la estabilidad del suelo mediante medidas de estabilización, dado que la única calificación de vulnerabilidad fue en la categoría B para las condiciones del suelo. Implementar técnicas de mejora del suelo o drenaje adecuado para reducir cualquier posible riesgo asociado a las características del suelo tipo D.

REFERENCIAS

- ADHIKARI, ROHIT Kumar. 2021.** A Methodological Framework for Seismic. *University College London*. [En línea] 2021. [Citado el: 9 de febrero de 2024.] https://discovery.ucl.ac.uk/id/eprint/10134508/1/Adhikari_10134508_Thesis.pdf.
- ADHIKARI, ROHIT kumar, AHSANA y Vatteri, D'AYALA, Dina. 2023.** Seismic Performance Assessment of Low-Rise Unreinforced and Confined Brick Masonry School Buildings Using the Applied Element Method. *University of Hertfordshire*. [En línea] junio de 2023. [Citado el: 10 de febrero de 2024.] <https://researchprofiles.herts.ac.uk/en/publications/seismic-performance-assessment-of-low-rise-unreinforced-and-confi>.
- ÁLVAREZ, SÁNCHEZ Jhordan Javier y PULGAR, SANTACRUZ Xavier. 2019.** Análisis de vulnerabilidad sísmica de los módulos escolares públicos en el distrito de Villa María del Triunfo mediante el método índice de vulnerabilidad (FEMA P-154) y su validación mediante cálculo de distorsiones laterales. *Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC)*. [En línea] 30 de agosto de 2019. [Citado el: 20 de febrero de 2024.] <https://repositorioacademico.upc.edu.pe/handle/10757/626377?locale-attribute=es>.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). 2022.** Steel Bridge Design: Chapter 7 Handbook: Loads and Load combinations. *Smrter stronger steel*. [En línea] 2022. [Citado el: 20 de febrero de 2024.] https://www.aisc.org/globalassets/nsba/design-resources/steel-bridge-design-handbook/b907_sbdh_chapter7.pdf.
- ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. 2023.** Manual de construcción sismo resistente de viviendas en bahareque encenmentado. *Univesidad San Martin de Porres*. [En línea] 2023. [Citado el: 14 de febrero de 2024.] <https://usmp.edu.pe/fia/wp-content/uploads/2023/10/MANUAL-BAHAREQUE.pdf>.
- AYALA, BIZARRO Rocky Giban. 2022.** Evaluación de rotulas plásticas de elementos shell en el software etabs. *Pontificia Universidad Católica de Chile*. [En línea] abril de 2022. [Citado el: 2020 de febrero de 2024.]

https://masterieg.uc.cl/wp-content/uploads/2022/08/A_G_%202022_Ayala_Rocky.pdf.

BARRAGAN, Elex. 2019. Análisis y diseño sismorresistente de un edificio de muros de ductilidad limitada de siete niveles en el distrito de miraflores, arequipa - Perú. *Universidad Católica de Santa María*. [En línea] 2019. [Citado el: 16 de febrero de 2024.] <https://repositorio.ucsm.edu.pe/server/api/core/bitstreams/d3a846b5-0c15-49fa-841f-e3dacf5b4ebc/content>.

BLAS, FRANCIA J.M. y SOSA, ALTAMIZA E.P. 2019. Evaluación del desempeño sísmico bajo el método de análisis estático no lineal pushover, caso puente Riecito ubicado en el distrito de Bellavista – Piura. *Universidad Ricardo Palma*. [En línea] 2019. [Citado el: 9 de febrero de 2024.] https://repositorio.urp.edu.pe/bitstream/handle/20.500.14138/2634/T030_71129000-T.pdf?sequence=1..

BONETT, DIAZ Ricardo. 2003. Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada: Capítulo 3. *Universitat Politècnica de Catalunya*. [En línea] 15 de diciembre de 2003. [Citado el: 16 de febrero de 2024.] <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/93542>.

CADENA SER. 2023. ¿Puede haber réplicas del terremoto de Marruecos en España? Un sismólogo da las claves del "mayor seísmo marroquí". [En línea] 2023. [Citado el: 25 de enero de 2024.] <https://cadenaser.com/nacional/2023/09/09/puede-haber-replicas-del-terremoto-de-marruecos-en-espana-un-sismologo-da-las-claves-del-mayor-seismo-marroqui-en-100-anos-cadena-ser/>.

CASTRO, John, GÓMEZ, Leidy y CAMARGO, Esperanza. 2023. La investigación aplicada y el desarrollo experimental en el. *Revista Tecnura*. [En línea] 8 de julio de 2023. [Citado el: 18 de febrero de 2024.] <https://doi.org/10.14483/22487638.19171>.

CAYLLAHUA, MUÑOZ Alan Paul. 2020. Desempeño sismorresistente de un edificio aporticado de cuatro pisos diseñado con el rne aceptando derivas de 1% y comparación económica del mismo diseñado según el RNE. *Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa*. [En línea] 2020. [Citado

el: 10 de febrero de 2024.]
<https://repositorio.unsa.edu.pe/server/api/core/bitstreams/82716c3c-f38a-4455-aff7-d2125a085ecf/content>.

CHANTACA, Emmanuel. 2022. Análisis de un Edificio con cargas gravitacionales y accidentales con SAP 2000. [En línea] 09 de diciembre 2022. [Citado el: 20 de febrero de 2024.] <https://www.youtube.com/watch?v=K5OzhxjOldQ>

CHAPARRO, Andrea C. 2021. Desempeño sísmico y cantidades de obra de edificaciones aporticadas de concreto reforzado diseñadas para diferentes capacidades de disipación de energía. *Revista EIA*. [En línea] Junio de 2021. [Citado el: 15 de febrero de 2024.] http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1794-12372021000100137.

Chaparro, Andrea C., y otros. 2021. Desempeño sísmico y cantidades de obra de edificaciones aporticadas de concreto reforzado diseñadas para diferentes capacidades de disipación de energía. s.l.: Universidad de Santander, 2021, Vol. 18.

CNN ESPAÑOL. 2022. Fuerte sismo de magnitud 7,6 sacude el suroeste de México en el aniversario de devastadores terremotos. [En línea] 2022. [Citado el: 12 de enero de 2024.] <https://cnnespanol.cnn.com/2022/09/19/sismo-terremoto-mexico-temblor-orix/>.

CONDORI, Ronald W. y VILCA, Alexis J. 2022. Evaluación del desempeño estructural aplicando un análisis estático no lineal (pushover) en la I.E. N° 40230 San Antonio del Pedregal, Majes - Caylloma - Arequipa. *Universidad Continental*. [En línea] 2022. [Citado el: 18 de febrero de 2024.] https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEwiM_v3-2sCEAxWoI7kGHfo8CCoQFnoECA4QAQ&url=https%3A%2F%2Frepositorio.continental.edu.pe%2Fbitstream%2F20.500.12394%2F11785%2F2%2FV_FIN_105_TE_Condori_Vilca_2022.pdf&us.

DAEI, Aydin y POURSHA, Mehdi. 2021. On the accuracy of enhanced pushover procedures for seismic performance evaluation of code-conforming RC moment-resisting frame buildings subjected to pulse-like and non-pulse-like

excitations. *Revsita Structure*. [En línea] 2021. [Citado el: 25 de enero de 2024.]

Department of Homeland Security; Federal Emergency Management Agency.

2005. *FEMA 440 Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. Washington, D.C: Applied Technology Council (ATC-55 Project), 2005.

EDUARDO, VILLAGRA Diego Daniel. 2019. Verificación de la confiabilidad del análisis dinámico espectral mediante el análisis no lineal (push-over) de un edificio de 5 niveles. *Universidad Católica de Santa María*. [En línea] 2019. [Citado el: 19 de febrero de 2024.] <https://repositorio.ucsm.edu.pe/items/757bfbcd-b587-4bd6-b046-3ded7b7c778d>.

ESTRADA, OLAZABAL Dora Agripina y GÓMEZ, CATPO Lucía Rocío. 2023. Evaluación de Desempeño Sísmico de la Edificación Cumbre Instituto de Gastronomía-Chiclayo utilizando un Análisis no Lineal Estático. *Universidad Señor de Sipan*. [En línea] 2023. [Citado el: 9 de febrero de 2024.] <https://repositorio.uss.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12802/11085/Estrada%20Olazabal%20Dora%20&%20G%C3%B3mez%20Catpo%20Luc%C3%ADa.pdf?sequence=1>.

FERNANDEZ, LÓPEZ, Rodrigo Miguel y ZAPATA, VELÁSQUEZ Ricardo. 2019. Análisis y diseño estructural de una torre de 40 pisos y 4 sótanos siguiendo normas peruanas incluyendo su desempeño sísmico en el distrito de Santiago de Surco, Lima. *Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC)*. [En línea] 2019. [Citado el: 18 de febrero de 2024.] https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/629954/Fern%C3%A1ndez_LR.pdf?sequence=3&isAllowed=y.

GALARZA, FLOREZ César Joel y PEÑAFIELI, VALLA Lourdes Gabriela. 2023. Análisis del desempeño sísmico del edificio de laboratorio Clínico Ochoa - Matriz. *Universidad Técnica de Ambato*. [En línea] 2023. [Citado el: 9 de febrero de 2024.] <https://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/37655>.

GARECÍA, Mario Alberto. 2018. Estudio sobre la efectividad del factor de sobre-resistencia del criterio columna fuerte-viga débil en el diseño sísmico de pórticos de hormigón mediante el análisis dinámico no lineal. *Universidad de*

la Coruña. [En línea] 24 de enero de 2018. [Citado el: 15 de febrero de 2024.]
<https://core.ac.uk/download/pdf/159237527.pdf>.

GAVIDIA, RUIZ Ángel. 2022. La observación y la percepción en la investigación científica. *Revista Médica de Trujillo*. [En línea] 15 de diciembre de 2022. [Citado el: 18 de febrero de 2024.]
<https://revistas.unitru.edu.pe/index.php/RMT/article/view/4977/5204>.

GODÍNEZ, Víctor Manuel y SÁNCHEZ, Sulpicio. 2022. Cálculo simplificado de la curva de capacidad basal carga-distorsión en edificaciones de baja altura elaboradas con mampostería confinada y ubicadas en zonas de alto peligro sísmico. *Revista Informes de la construcción*. [En línea] junio de 2022. [Citado el: 15 de febrero de 2024.] <https://doi.org/10.3989/ic.77920>.

GOMEZ, Fiorella y CORONADO, Piero. 2022. *Evaluación de fallas estructurales en viviendas de albañilería*. Piura, Universidad Cesar Vallejo. Piura : Universidad Cesar Vallejo, 2022. Tesis para obtener el título de ingeniero civil .

GONZALES, Roger F. 2020. Diseño y protección frente al sismo movilizand una respuesta dúctil de un. *Universidad politecnica de Cataluña*. [En línea] enero de 2020. [Citado el: 20 de febrero de 2024.]
<https://upcommons.upc.edu/handle/2117/190003>.

GUENDELMAN, Tomás, GUENDELMAN, Mario y LINDENBERG, Jorge. 2002. Desempeño sísmico implícito de edificios diseñados con la norma sísmica chilena. *Universidad de Chile*. [En línea] 2002. [Citado el: 17 de febrero de 2024.] https://d1wqtxts1xzle7.cloudfront.net/45361224/015-libre.pdf?1462412347=&response-content-disposition=inline%3B+filename%3DDESEMPENO_SISMICO_IMPLICITO_DE_EDIFICIOS.pdf&Expires=1708660398&Signature=OLb13fLOhPshvfTCn3h1lBeTjOiHY6RMtGlypoNlrmHmWqejCugTyES3Ke.

GUILLÉN, OLAIZ Sara. 2021. *Arquitectura sismo-resistente: teoría Constructiva y Análisis de Casos de Estudio*. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya, 2021.

GUTIÉRREZ, Martín, HERRERA, Marely Del Carmen y HODSONGR, Annie. 2016. Análisis comparativo de un edificio diseñado por métodos convencionales y uso de amortiguadores friccionantes y viscoelásticos.

Universidad Nacional de Ingeniería. [En línea] 2016. [Citado el: 16 de febrero de 2024.] <http://ribuni.uni.edu.ni/1918/1/80874.pdf>.

- GUZMÁN, RODRIGO Claros, CANEDO, Juan Pablo y JALDÍN, Luis Alberto. 2022.** Evaluación de los objetivos de desempeño sísmico alcanzados bajo los requerimientos de la guía boliviana de diseño sísmico 2020, en el diseño de edificaciones de hormigón armado para el departamento de Cochabamba, Bolivia. *Universidad Católica Boliviana "San Pablo"*. [En línea] 22 de septiembre de 2022. [Citado el: 14 de febrero de 2024.] <http://dx.doi.org/10.34117/bjdv8n9-200>.
- HABIBI, Alireza, SAFFARli, Hooman y IZADPANA, Mehdi. 2019.** Optimal lateral load pattern for pushover analysis of building structure. *Shahed University, Tehran, Iran*. [En línea] 30 de mayo de 2019. [Citado el: 20 de febrero de 2024.] <https://doi.org/10.12989/scs.2019.32.1.06>.
- HERNÁNDEZ, SAMPIERI, Roberto. y MENDOZA, TORRES, C. 2018.** Metodología de la investigación las rutas cuantitativa, cualitativa y mixta. *Universidad Vaparaíso de Chile*. [En línea] 2018. [Citado el: 18 de febrero de 2024.] <https://repositoriobibliotecas.uv.cl/items/02b0eabb-bbb2-4375-9b5b-9468ee0d8174>.
- HUAMÁN, FUSTAMANTE Denis. 2021.** Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del espectro capacidad-demanda. [En línea] 2021. [Citado el: 10 de febrero de 2024.] <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/20.500.14074/4612>.
- JAVIDAN, MOHAMMAD Mahdi y KIM, Jinkoo. 2022.** An integrated system for simplified seismic performance evaluation and life-cycle cost analysis. *Journal of Building Engineering*. [En línea] junio de 2022. [Citado el: 10 de febrero de 2024.] <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103655>.
- JIMÉNEZ, MORENO, José Alfonso, CONTRERAS, ESPINOZA, Iván de Jesús y LÓPEZ, ORNELAS, Maricela. 2022.** Lo cuantitativo y cualitativo como sustento metodológico en la investigación educativa: un análisis epistemológico. *Revista Humanidades*. [En línea] 31 de mayo de 2022. [Citado el: febrero de 18 de 2024.] <https://doi.org/10.15517/h.v12i2.51418>.
- KALBOUNETH, ODAY Ma'Moun. 2020.** Evaluation of response modification Factor of the Reinforced concrete structure with shear walls having different

sizes of openings against the lateral loading. *Near East University*. [En línea] 2020. [Citado el: 9 de febrero de 2024.] <http://docs.neu.edu.tr/library/6843486398.pdf>.

KHAALOO, Alireza y OMIDI, Hossein. 2022. A new lateral load pattern for optimum design of concrete structures using the wave propagation theory. *Revista Structures*. [En línea] junio de 2022. [Citado el: 20 de febrero de 2024.] <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.014>.

KHOSHNOUDIAN, F. y BEHMANESH, I. 2010. Evaluation of FEMA-440 for including soil-structure interaction. *Revista Earthquake Engineering and Engineering Vibration*. [En línea] 23 de agosto de 2010. [Citado el: 16 de febrero de 2024.] <https://doi.org/10.1007/s11803-010-0024-2>.

LARICO, UTURUNCO Alexander. 2022. Evaluación sísmica aplicando métodos convencionales en la i.e.s agropecuaria del c.p. de chocco, distrito de chupa, puno-2022. *Universidad César Vallejo*. [En línea] 2022. [Citado el: 20 de febrero de 2024.] <https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/91799/Larico-UA-SD.pdf?sequence=1&isAllowed=y>.

LOPEZ, BYRON Leonardo, y otros. 2024. Análisis estático no lineal (push over) con aisladores sísmicos en los talleres de la Universidad Técnica de Ambato. *Revista Ciencia digital*. [En línea] enero de 2024. [Citado el: febrero de 10 de 2024.] <https://doi.org/10.33262/cienciadigital.v8i1.2836>.

MAHONEY, Michael y HANSON, Robert D. 2012. Seismic Performance Assessment of Buildings. [En línea] 2012. [Citado el: 10 de Febrero de 2024.] https://www.atcouncil.org/pdfs/ATC-58-1/FEMAP-58_Volume1_Pre-ReleaseAugust2012.pdf.

MANJARREZ, GARCÍA José Luis y ESCOBEDO, DE LEÓN David. 2022. Reparación eficiente de escuelas con muros de mampostería y marcos de concreto afectados por sismos, centrada en la confiabilidad. *Reparación eficiente de escuelas con muros de mampostería y marcos de concreto afectados por sismos, centrada en la confiabilidad*. [En línea] 18 de marzo de 2022. [Citado el: 5 de febrero de 2024.] <https://doi.org/10.18867/ris.106.590>.

- MARTINEZ, SALAZAR, AANDRÉS FELIPE. 2023.** Metodologías para la investigación de fallas en estructuras de concreto. *Escuela Colombiana de ingeniería Julio Garavito*. [En línea] 2023. [Citado el: 20 de febrero de 2024.] https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEwid8_yxgc2EAxXRELkGHYODC3EQFnoECBYQAQ&url=https%3A%2F%2Frepositorio.escuelaing.edu.co%2Fbitstream%2Fhandle%2F001%2F2625%2FMart%25C3%25ADnez%2520Salazar%252C%2520Andr%2.
- MEDINA, Ricardo y MUSIC, Juan. 2018.** Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado. *Revista Obras y Proyectos*. [En línea] 2018. [Citado el: 18 de febrero de 2024.] <https://scielo.conicyt.cl/pdf/oyp/n23/0718-2805-oyp-23-0063.pdf>.
- MOHSENIAN, Vahid, PADASHPOUR, Saman y HAJIRASOULIHA, Iman. 2020.** Seismic reliability analysis and estimation of multilevel response modification factor for steel diagrid structural systems. *Journal of Building Engineering*. [En línea] mayo de 2020. [Citado el: 10 de febrero de 2024.] <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.101168>.
- MONTERO, López Virginia. 2004.** Diseño de un edificio con muros de carga y cortante. *Universidad de las Américas Puebla*. [En línea] 19 de febrero de 2004. [Citado el: 20 de febrero de 2024.] http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/montero_l_v/.
- NOTICIAS PIURA. 2022.** Región Piura registra 31 sismos en lo que va del año 2022. [En línea] 5 de octubre de 2022. [Citado el: 25 de enero de 2024.] <https://noticiaspiura30.pe/region-piura-registra-31-sismos-en-lo-que-va-del-ano-2022/>.
- NUÑEZ, ALDER Joel. 2023.** Metodologías de evaluación estructural por desempeño sísmico en edificaciones de concreto reforzado: estado del arte. *Revista Universidad y Sociedad*. [En línea] abril de 2023. [Citado el: febrero de 17 de 2024.] http://scielo.sld.cu/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2218-36202023000200256.
- OCHOA, LAGUNA Jeysi. 2017.** Universidad Continental. [En línea] 2017. [Citado el: 2024 de febrero de 2024.]

https://repositorio.continental.edu.pe/bitstream/20.500.12394/3829/1/INV_FIN_105_TE_Ochoa_Laguna_2017.pdf.

- OLANO, BUSTMANETE Segundo. 2019.** Desplazamientos laterales asumiendo componentes no estructurales en los módulos de la i.e.n°16036 alfonso arana vidal-san miguel de las naranjas, jaén. *Universidad Nacional de Jaén*. [En línea] 2019. [Citado el: febrero de 10 de 2024.] http://repositorio.unj.edu.pe/bitstream/UNJ/260/1/Olano_BS.pdf.
- ORTIZ, GALLEGOS Byron. 2017.** Diseño Basado en desempeño. [En línea] 2017. [Citado el: 10 de Febrero de 2024.] DOI: 10.13140/RG.2.2.12257.1008.
- OYGUC, RESAT A. 2022.** A case study on an innovative seismic performance evaluation procedure for irregular RC buildings. *Front. Built Environ.* [En línea] 2022. [Citado el: 22 de diciembre de 2024.] <https://doi.org/10.3389/fbuil.2022.1058983>.
- PAN, Peng, WANG, Tao y NAKASHIMA, Masayoshi. 2016.** Development of Online Hybrid Testing Theory and Applications to Structural Engineering: Chapter 6 - Internet Online Hybrid Test Using Separated-Model Framework. [En línea] 2016. [Citado el: 20 de febrero de 2024.] Theory and Applications to Structural Engineering.
- PANTOJA, BURBANO M. J., ARCINIEGAS, PASQUEL O. G y R., ÁLVAREZ, HERNÁNDEZ S. 2022.** Desarrollo de una investigación a través de un plan de estudio. *Revista Conrado*. [En línea] 2022. [Citado el: 18 de febrero de 2024.] <https://conrado.ucf.edu.cu/index.php/conrado/article/view/2649>.
- PARLAMENTO EUROPEO. 2021.** Mitigación de las consecuencias de los terremotos en Croacia. [En línea] 2021. [Citado el: 25 de Enero de 2024.] https://www.europarl.europa.eu/doceo/document/TA-9-2021-0023_ES.pdf.
- POUR, H. GHOLI, Ansari, M. y BAYAT, M. 2014.** A new lateral load pattern for pushover analysis in structu. , *Amirkabir University of Technolog*. [En línea] 15 de febrero de 2014. [Citado el: 20 de febrero de 2024.] <http://dx.doi.org/10.12989/eas.2014.6.4.43>.
- QUENAYA, CUSI Noemi Stefany. 2021.** Desempeño sísmico de edificaciones multifamiliares de. *Universidad César Vallejo*. [En línea] 2021. [Citado el: 9 de febrero de 2024.] <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/91851>.

- RAMOS, CAHUAPAZA J.M. 2021.** Evaluación del desempeño sísmico de edificaciones multifamiliares mediante métodos convencionales, edificio multifamiliar Benjamín Del Solar, Sachaca, Arequipa 2021. *Universidad Continental*. [En línea] 2021. [Citado el: 9 de febrero de 2024.] https://repositorio.continental.edu.pe/bitstream/20.500.12394/10465/2/IV_FIN_105_TE_Ramos_Cahuapaza_2021.pdf.
- ROMERO, GONZÁLEZ Zilath y VILLA, GUARDIOLA Vera Judith. 2022.** Manual de investigación: Guía para la elaboración de trabajos en ciencias sociales. *Universidad Libre*. [En línea] Junio de 2022. [Citado el: 18 de febrero de 2024.] <https://www.unilibre.edu.co/cartagena/images/investigacion/libros/manual-de-investigacion.pdf>.
- RUPAY, Marcos, y otros. 2023.** Análisis comparativo del sistema estructural de una edificación de cinco niveles asignada para laboratorios. [En línea] 2023. [Citado el: 20 de enero de 2024.] <https://doi.org/10.37787/pakamuros-unj.unj02351>.
- SEGURA, Oscar. 2021.** Comparación del desempeño sísmico mediante análisis estático no lineal (pushover) de dos edificaciones en concreto reforzado situadas en zona de amenaza sísmica alta con grado de disipación de energía DES, diseñadas bajo los criterios del AIS 114-17 y la. [En línea] 2021. [Citado el: 25 de enero de 2024.] <https://repository.unimilitar.edu.co/bitstream/handle/10654/39676/SeguraHernandezOscarlv%202021.pdf?sequence=1&isAllowed=y>.
- TARQUE, RUIZ Nicola y LOAIZA, FUENTES Cesar. 2003.** Curso internacional de estructuras: análisis sísmico de edificios. *Pontificia Universidad Católica del Perú*. [En línea] octubre de 2003. [Citado el: 2020 de febrero de 2024.] https://nicolatarque.weebly.com/uploads/1/2/6/9/12699783/anlisis_ssmico_edificios.pdf.
- TAVERA, Hernando. 2020.** La sismicidad en el mundo. Instituto Geofísico del Perú. [En línea] 2020. [Citado el: enero de 25 de 2024.] https://repositorio.igp.gob.pe/bitstream/handle/20.500.12816/896/sismicidad_mundo.pdf?sequence=1.

- TAVERA, Hernando y MARTÍNEZ, Julio. 2022.** Sismo de Sullana del 5 de octubre 2022 (M6.1) - Aspectos sismológicos. *Instituto Geofísico del Perú*. [En línea] 7 de octubre de 2022. [Citado el: 25 de enero de 2024.] <https://www.gob.pe/institucion/igp/informes-publicaciones/3582471-sismo-de-sullana-del-5-de-octubre-2022-m6-1-aspectos-sismologicos>.
- ULCUHANGO, David y HARO, Ana Gabriela. 2023.** Evaluación del desempeño sísmico de un Sistema dual de hormigón armado con diferentes niveles de Irregularidad torsional. *Revista Politécnica*. [En línea] 9 de febrero de 2023. [Citado el: 14 de febrero de 2024.] <http://dx.doi.org/10.33333/rp.vol53n1.08>.
- UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA DE URUGUAY. 2023.** Teórico método de secciones. [En línea] 2023. [Citado el: 17 de febrero de 2024.] https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEwjGqqScwMCEAxXRnrkGHez2BTgQmuEJegQIDhAB&url=https%3A%2F%2Feva.fing.edu.uy%2Fpluginfile.php%2F59103%2Fmod_folder%2Fcontent%2F0%2Fte%25C3%25B3rico%2520metodo%2520de%2520
- UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE NICARAGUA. 2020.** GUÍA METODOLÓGICA APLICACIÓN DE LA TÉCNICA DE ANLISIS DOCUMENTAL. *Proyecto de Autoevaluación Institucional*. [En línea] 2020. [Citado el: 19 de febrero de 2024.] <https://www.unan.edu.ni/wp-content/uploads/unan-managua-gua-aplic-analisis-documental.pdf>.
- VALLE, TAIMAN Augusta, MANRIQUE, VILAVICENCIA Lileya y EVILLA, FIGUEROA Diana M. R. 2022.** La Investigación descriptiva con enfoque cualitativo. *Pontificia Universidad Católica del Perú*. [En línea] 2022. [Citado el: 18 de febrero de 2024.] <https://files.pucp.education/facultad/educacion/wp-content/uploads/2022/04/28145648/GUIA-INVESTIGACION-DESCRIPTIVA-20221.pdf>.
- VILLAGRAN, ARROYO, EDAGAR IRÁM, y otros. 2018.** Transición del Factor de Carga para Combinaciones por Gravedad de NTC-2004 a NTC-2017. *Revista Consciencia Tecnológica*. [En línea] 24 de octubre de 2018. [Citado el: 13 de febrero de 2024.] <https://www.redalyc.org/journal/944/94457671007/html/>.

- WANG, Zijun, MARTÍNEZ, VASQUEZ, Pedro y ZHAO, Boming. 2020.** Pushover analysis of structures subjected to combined actions of earthquake and wind. *Revista Engineering Structures*. [En línea] 15 de octubre de 2020. [Citado el: 20 de febrero de 2024.] <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111034>.
- WHITMAN, R. V. 2003.** Encyclopedia of Physical Science and Technology: Earthquake Engineering. [ed.] Robert A. Meyers. s.l. : Elsevier Science Ltd, 2003, Vol. 18.
- WILLMAN, QUINTO QUINTO y EMIRO, CHAVERRA MOYA. 2022.** Análisis Estático No Lineal. *Universidad de Antioqu'ia*. [En línea] 2022. [Citado el: 20 de Febrero de 2024.] https://bibliotecadigital.udea.edu.co/bitstream/10495/33261/4/QuintoWillman_2022_An%C3%A1lisisPushover.pdf.
- ZAMORA, Julio. 2021.** Análisis comparativo del desempeño sísmico en edificios de hormigón de mediana altura aplicando riostras de pandeo restringido en la ciudad de Ambato. *Universidad Técnica de ambato*. [En línea] 2021. [Citado el: 9 de febrero de 2024.] <https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/33590/1/Tesis%20I.%20C.%201541%20-%20Zamora%20Altamirano%20Julio%20Santiago.pdf>.
- ZÁRATE, Gonzalo, AYALA, A. Gustavo y GARCÍA, Octavio. 2003.** Método sísmico estático para edificios asimétricos: revisión de enfoques. *Revista de Ingeniería Sísmica*. [En línea] 2003. [Citado el: 15 de febrero de 2024.] <https://doi.org/10.18867/ris.69.217>

ANEXOS

Anexo 1: Tabla de operacionalización de las variables

TEMA: “Evaluación y desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del Centro de convenciones Sullana, Piura - 2024”

AUTOR: Torres Flores Alexander Ivan

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN	METODOLOGIA
Variable independiente 1 ANÁLISIS PUSHOVER)	Facilita la observación del rendimiento de una estructura cuando está expuesta a fuerzas horizontales que simulan las fuerzas producidas por un terremoto. Su método se basa en la aplicación gradual de fuerzas horizontales a la estructura hasta que alcance un desplazamiento predeterminado o sufrirá un colapso (Cagua et al., 2023)	Permite evaluar cómo responde estructuralmente el Centro de Convenciones Sullana ante cargas sísmicas incrementales, utilizando software especializado (ETABS, SAP2000). Este proceso mide la resistencia de la estructura a través de indicadores como patrones de carga lateral, cargas gravitacionales, longitud de rótulas plásticas y desplazamientos laterales, permitiendo identificar el punto en que la estructura cede o falla.	Patrón de Cargas Laterales Cargas Gravitacionales Permanentes Posible Mecanismo de Fallas Desplazamiento lateral	Patrón de Carga Lateral Metrado de cargas de Gravedad Cargas de Gravedad Permanente Longitud de Rotulas Plásticas Desplazamiento Inicial de Cedencia Desplazamiento lateral de Plastificación	RAZÓN	DISEÑO DE INVESTIGACION: No Experimental. ENFOQUE: Cuantitativo TIPO DE ESTUDIO: Aplicada NIVEL DE INVESTIGACIÓN: Descriptiva propositiva
Variable independiente 2 ANÁLISIS DE MÉTODOS CONVENCIONALES	Los procedimientos de evaluación sísmica se fundamentan en criterios relacionados con la fuerza basal sísmica, la deformación y el desplazamiento lateral (NTE E0.30, 2018, citado en Ramos, 2021).	Se focaliza en calcular coeficientes sísmicos según normativa vigente (Norma E-030), y en realizar análisis modal espectral y de respuesta al espectro para determinar la interacción dinámica de la estructura con el movimiento sísmico.	El Método ATC 21 (FEMA P-154) Método de índice de vulnerabilidad (propuesto por Benedetti y Petrini) Método de Hiroswawa	Altura. Irregularidad Código de la construcción. Suelo. Organización del sistema resistente. Calidad del sistema resistente. Resistencia convencional. Posición del edificio y cimentación. Diafragmas horizontales Configuración en planta. Configuración en elevación. Separación máxima entre muros. Tipos de cubierta. Elementos no estructurales. Índice de vulnerabilidad estructural (<i>I_s</i>) Índice de juicio estructural (<i>I_{sq}</i>).	Ordinal Ordinal Ordinal Nominal Ordinal Ordinal Razón Nominal Ordinal Nominal Nominal Razón Nominal Ordinal Razón Razón	POBLACIÓN: Todos los componentes estructurales (cimientos, columnas, vigas, losas, etc.) que conforman la estructura del Centro de Convenciones Sullana. MUESTRA: Todos los componentes estructurales (cimientos, columnas, vigas, losas, etc.) que conforman la estructura del Centro de Convenciones Sullana. MUESTREO: no probabilístico, por conveniencia. TECNICA: La técnica fue la observación INSTRUMENTO: Ficha de registro de observación estructurada para recopilar información específica y relevante sobre los diferentes componentes estructurales del Centro de Convenciones Sullana. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS: Para la recolección de datos de cada componente RECOPIACION DE DATOS: Se procede del siguiente modo: Recopilación de datos estructurales y geotécnicos. Simulación del comportamiento sísmico. Análisis estadístico. Cumplimiento normativo. Propuestas de mejora. Presentación visual de resultados
Variable dependiente: NIVEL DESEMPEÑO DE SISMICO	El objetivo principal es asegurar la vida de las personas y evitar daños durante terremotos moderados y frecuentes, además de prevenir el colapso en terremotos más grandes. Esto se logra al mantener la estructura operando en la región elástica de sus componentes, evitando daños en la región inelástica (Ulloa y Lima, 2023).	La evaluación de la resistencia y capacidad de respuesta de la estructura del Centro de Convenciones Sullana ante cargas sísmicas, medida a través de indicadores como el desplazamiento lateral, la fuerza cortante y la curva de capacidad, obtenidos mediante simulaciones en software de análisis estructural (ETABS, SAP2000).	Punto Desempeño de Niveles Desempeño de	Fuerza cortante Curva de Capacidad Operacional Ocupación inmediata Seguridad de vida Estabilidad estructural Periodo fundamental	RAZÓN RAZÓN ORDINAL ORDINAL ORDINAL ORDINAL RAZÓN	

Anexo 2: Instrumento de recolección de datos

Evaluación de vulnerabilidad sísmica método Hirosawa

UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO		Facultad de Ingeniería y Arquitectura					
		Escuela Académica Profesional de Ingeniería civil					
EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA MÉTODO HIROSAWA							
TESIS	Evaluación y desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del Centro de convenciones Sullana, Piura - 2024						
AUTORES	Torres Flores, Alexander Iván						
LUGAR	Sullana-Piura						
EDIFICACIÓN EVALUADA	Centro de Convenciones de Sullana 2024						
DATOS DE LA UBICACIÓN							
Número de pisos de la edificación							
Altura de entrepiso Sótano							
Altura de entrepiso 1er piso							
Altura de entrepiso 2do piso							
Altura de entrepiso 3er piso							
Altura de la edificación							
Área Losa sótano							
Área Losa 1er Nivel							
Área Losa 2do Nivel							
Área Losa 3er Nivel							
Área Losa 4to Nivel							
DATOS DE LAS COLUMNAS							
Secciones	N° de columna	a (cm)	b (cm)	c (cm)	d (cm)	e (cm)	Área de sección (cm ²)
PESO DE LA VIGA							
		PESO	15%		RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE CONCRETO F'c 210 KG/CM2		
	Peso 1er nivel				210 KG/CM3		
	Peso 2do nivel						
	Peso 3er nivel						
	Peso 4to nivel						


ANGEL ENRIQUE GONZALEZ CHAVEZ
 Ingeniero Civil
 CIP N° 328413


ULISES JUNIOR NOLE PONCE
 Ingeniero Civil
 CIP N° 291666


CONSORCIO 2 ESPECIALISTA ESTUDIO DE RIESGOS Y VULNERABILIDAD
 Felix Sempertegui Sibos
 CIP 95342

Ficha de evaluación para estructuras de concreto armado método de Benedetti – Petrini

UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO		Evaluación y desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del Centro de convenciones Sullana, Piura - 2024			
FICHA DE EVALUACION PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO METODO DE BENEDETTI - PETRINI					
PARTE I: DATOS GENERALES					
Ubicación y propietario					
Departamento	Provincia		Distrito		
Dirección			Descripción		
Propietario	Mz.		Lt.		
PARTE II : CARACTERISTICAS DE LA EDIFICACIÓN					
N° Piso	N° Ocupantes		Otros		
Tipo de fachada	() Tarrajeo () Pintura () Ladrillo () Cerámica () Otros				
Tipo de	() Albañilería () Adobe () Madera () Drywall () Otros				
¿ La edificación recibió atesoramiento técnico o profesional ?			SI ()	NO ()	
¿ La edificación fue construida según el RNE, Norma E030 y E070 ?			SI ()	NO ()	
PARTE III: ESTADO DE COMPONENTES ESTRUCTURALES					
PARÁMETRO 1 :ORGANIZACIÓN DEL SISTEMA RESISTENTE					
Amarre de las vigas y muros portantes	Tienes un componte tipo cajón			Presenta un correcto amarre entre vigas y muros en todas sus plantas	
	No presenta un correcto amarre entre vigas y muros en todas sus plantas			El amarre es incorrecto, paredes ortogonales no ligadas	
PARÁMETRO 2 XALIDAD DEL SITEMA RESISTENTE					
CMKtertkM de los muros portantes	Ladrillo macizo			Ladrillo king Kong (18 huecos)	
	Ladrillo pandereta			No presenta homogeneidad	
Junta de mortero en muros	Menos de 1 cm			De 1 a 1.5 cm	
verticalidad en muros	SI		NO		
PARAMETRO 3: RESISTENCIA CONVENCIONAL					
Dibujar la planta de muros de la edificación para el análisis de su resistencia convencional					



PARAMETRO 4: POSICIÓN DEL EDIFICIO DE CIMENTACIÓN

Cimentación

Cimentación sobre terreno estable o sobre roca

	Cimentación sobre terreno suelto		
Pendinete (Soto *1 es sobre terreno estable o roca)	Pendiente menos o iguala al 10 %		Pendiente entre 10 y 30 %
	Pendiente entre 30 y 50 %		Pendiente mayor a 50%
Pendiente (solo si es sobre terreno suelto)	Pendiente entre 10 y 20 %		Pendiente entre 20 y 30 %
	Pendiente mayor a 30 %		
Tipo de cimentación			
PARAMETRO 5: DIAFRAGMAS HORIZONTALES			
Planos a desnivel del diafragma	SI		NO
Deformabilidad del diafragma	Despreciable		Considerable
Conexión entre el diafragma y muros	Eficaz		Malo
PARAMETRO 6 : CONFIGURACION EN PLANTA			
	a=	/L =	a= /b= /L=
PARAMETRO 7 'CONFIGURACION DE LA ELEVACION			
Elevación (T)			Altura Edificio (H)
Continuidad	En planta	SI	NO
estructural	En elevación	SI	NO
PARAMETRO 8 : SEPARACIÓN MAXIMA ENTRE MUROS			
Espesor del muro maestro (s)		Espaciamiento máximo (L)	
PARAMETRO 9 : TIPO DE CUBIERTA			
Tipo de cubierta			Alaminas () Otros
Cubierta	() Losa aligerada () Drywall () (Cubierta estable :amarrada con tornillos y alambrea los muros		Cubierta inestable: mal amarrada con tornillos y alambres a los muros
Distancia máxima entre muros	Grande		Aceptable

Cubierta y amarre	Plana «amarrada y apoyada a la estructura de la losa aligerada»	No cumple: plana, amarrada o apoyada a la estructura de la losa				
PARTE IV : ESTADO DE COMPONENTES NO ESTRUCTURALES						
PARAMETRO 10 : ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES						
¿ La edificación presenta parapetos en su último nivel ?					si ()	NO ()
¿ La edificación presenta elementos no estructurales (cornisas) en su último nivel					si ()	NO ()
Elementos no estructurales		Elementos no estructurales en buen estado				
		Elementos no estructurales en buen estado correctamente conectados				
		Elementos no estructurales en regular estado y/o parapetos con fisura				
		Elementos estructurales en mal estado				
DIAGNÓSTICO						
JUNTAS DE SEPARACIÓN		Cumple con lo establecido en la Norma COJO y E070 (Separación entre edificios RN.E.)				
		No cumple con lo establecido en la norma E030.				
		Presenta obstrucciones (madera, mortero, etc.)				
PARAMETRO 11 : ESTADO DE CONSERVACIÓN						
Daños estructurales factores externos			Existe			No existe
	Elemento dañado					
ESTADO DE CONSERVACIÓN	BUEN ESTADO DE CONSERVACION			REGULAR DE CONSERVACIÓN		
	MAL ESTADO DE CONSERVACIÓN					


ANGEL ENRIQUE GONZALEZ CHAVEZ
 Ingeniero Civil
 CIP N° 328413


ULISES JUNIOR NOLE PONCE
 Ingeniero Civil
 CIP N° 291868


CONSORCIO Z
ESPECIALISTA ESTUDIO DE RIESGOS Y VULNERABILIDAD
Febe Sempertegui Siboa
 CIP 95342

Ficha de recopilación de datos con base al FEMA P-154

FORMULARIO DE DETECCIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EDIFICACIONES										Nivel 1		
Formulario de recopilación de datos con base al FEMA P-154										Muy alta sismicidad		
100	FOTOGRAFIA Y ESQUEMA ESTRUCTURAL DEL INMUEBLE									101	DATOS EDIFICACIÓN	
	102 Nombre de la Edificación:											
	103 Dirección:											
	104 Sitio de referencia:							105	Código Postal			
	106 Tipo de uso:											
	107 Latitud:						108	Longitud:				
	107A Zona:			107B Norte:			108A	Este:				
	109 Ss:						110	S1:				
	111 DATOS DEL PROFESIONAL											
	112 Nombre del evaluador:											
	113 Cédula del evaluador						115	Fecha				
	114 Registro SENESCYT						116	Hora:				
	117 DATOS CONSTRUCCIÓN											
	118 Numero de Pisos:											
	119 Sobre el Suelo						120	Bajo el Suelo				
	121 Año de construcción:									122	Área de Construcción	
	123 Código Año:									124	Año(s) Remodelación:	
	124 Adiciones:			Ninguna			SI		125	Número de Predio		
							126	Clave Catastral				
	200 OCUPACION:											
	201 Asambleas			Comercial			Servicio de Emergencia					
	202 Industria			Oficina			Educación					
	203 Utilidad			Almacén			Residencial #					
	203A Histórico			Albergue			Público					
	204 TIPO DE SUELO:											
	204A		A	B		C		D		E	F	DNK
	204B		Roca	Roca		Suelo		Suelo		Suelo	Suelo	Si DNK,
	204C		Dura	Débil		Denso		Duro		Blando	Pobre	A Sumir tipo D
	205 RIESGOS GEOLÓGICOS											
	206 Licuefacción:						Deslizamiento:		Ruptura de Superficie:			
	206A			SI			SI		SI			

206B	NO		NO		NO	
206C	DNK		DNK		DNK	
207	Adyacencia					
207A		Golpes	207B		Peligro de caída del Edificio Adyacente	
208	Irregularidades:					
208A		Elevación (Tipo/severidad) _____				
208B		Planta (Tipo) _____				
209	Peligro de Caída Exteriores					
209A		Chimeneas sin soporte lateral	209D		Apéndices	
209B		Reves. Pesado o de chapa de madera pesada	209E		Parapetos	
209C		Otros _____				
210	COMENTARIOS					
<hr/>						
<input type="checkbox"/> Dibujos o comentarios en una página aparte						

ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN

300	TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL					
301	Porticos de Madera Livianos viviendas multifamiliares de uno a 2 pisos	W1		309	Pórtico Hormigón Armado	C1
302	Porticos de madera Livianos múltiples unidades, multiples pisos para edificios residenciales con áreas en planta en cada piso de más de 300m2	W1A		310	Pórtico H. Armado con muros de corte	C2
303	Porticos de madera para edificios comerciales e industriales con un area de piso mayor a 500m2	W2		311	Pórtico H. Armado con mampostería de relleno sin refuerzo	C3
304	Pórtico Acero Laminado (Portico Resistente a Momento)	S1		312	Losas Prefabricada de Hormigón (Tilt-up)	PC1
305	Pórtico Acero Laminado con diagonales	S2		313	Portico de H. Armado prefabricados	PC2
306	Pórtico Acero Liviano o Conformado en frío	S3		314	Edificios de mampostería reforzada con diafragmas flexibles	RM1
307	Pórtico Acero Laminado con muros estructurales hormigón	S4		315	Edificios de mampostería reforzada con diafragmas rigidos	RM2
308	Pórtico Acero con paredes de mampostería de bloque	S5		316	Edificios de Mampostería no reforzada	URM
				317	Vivienda prefabricada	MH

400		PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL NIVEL 1, SL1																		
401		PARÁMETROS CALIFICATIVOS DE LA ESTRUCTURA (TIPO DE EDIFICIO FEMA)							TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL											
		W1	W1A	W2	S1		S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH	
					(MRF)		(BR)	(LM)	(RC SW)	(URM ING)	(MRF)	(SW)	(URM INF)	(TU)		(FD)	(RD)			
402	PUNTAJE BÁSICO	2.1	1.9	1.8	1.5		1.40	1.6	1.4	1.2	1	1.2	0.9	1.1	1	1.1	1.1	0.9	1.1	
403	IRREGULARIDADES																			
403A	Irregularidad vertical Grave, VL1	-0.9	-0.9	-0.9	-0.8		-0.7	-0.8	-0.7	-0.7	-0.7	-0.8	-0.6	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	NA	
403B	Irregularidad vertical Moderada, VL1	-0.6	-0.5	-0.5	-0.4		-0.4	-0.5	-0.4	-0.3	-0.4	-0.4	-0.3	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.3	NA	
404C	Irregularidad en planta, PL1	-0.7	-0.7	-0.6	-0.5		-0.5	-0.6	-0.4	-0.4	-0.4	-0.5	-0.3	-0.5	-0.4	-0.4	-0.4	-0.3	NA	
405	CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN																			
405A	Pre-código moderno (construido antes de 2001) o auto construcción	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3		-0.2	-0.3	-0.2	-0.1	-0.1	-0.2	0	-0.2	-0.1	-0.2	-0.2	0	0	
405B	Construido en etapa de transición (desde 2001 pero antes de 2015)	0	0	0	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
405C	Post código moderno (construido a partir de 2015)	1.9	1.9	2	1		1.1	1.1	1.5	NA	1.4	1.7	NA	1.5	1.7	1.6	1.6	NA	0.5	
406	SUELO																			
406A	Suelo Tipo A o B	0.5	0.5	0.4	0.3		0.3	0.4	0.3	0.2	0.2	0.3	0.1	0.3	0.2	0.3	0.3	0.1	0.1	
406B	Suelo Tipo D	0	0	0	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
406C	Suelo Tipo E (1-3Pisos)	0	-0.2	-0.4	-0.3		-0.2	-0.2	-0.2	-0.1	-0.1	-0.2	0	-0.2	-0.1	-0.2	-0.2	0	-0.1	
406D	Tipo de suelo E (>3 Pisos)	-0.4	-0.4	-0.4	-0.3		-0.3	NA	-0.3	-0.1	-0.1	-0.3	-0.1	NA	-0.1	-0.2	-0.2	0	NA	
407	Puntaje Mínimo	0.7	0.7	0.7	0.5		0.5	0.5	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1	
408	PUNTAJE FINAL NIVEL 1,SL1 > SMIN																			
500	GRADO DE REVISIÓN	600 OTROS RIESGOS:							700 ACCIÓN REQUERIDA:											
501	Exterior:	<input type="checkbox"/> Parcial <input type="checkbox"/> Todos los Lados <input type="checkbox"/> Aereo							¿Hay peligro que ameriten una evaluación estructural detallada?											
502	Interior:	<input type="checkbox"/>							¿Requiere evaluación estructural detallada?											
		601							701											
		Golpeo Potencial (a menor que SL2>limite, si es conocido)							Si, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio											
									702											
									Si, puntaje menor que el límite											

	<input type="checkbox"/> Ninguno	<input type="checkbox"/> Visible	<input type="checkbox"/> Completo				
				602	Riesgo de caída de edificios adyacentes más altos	703	<input type="checkbox"/> Si, otros peligros presentes
503	Planos revisados:	<input type="checkbox"/> Sí	<input type="checkbox"/> No			704	<input type="checkbox"/> NO
504	Fuente del Tipo de suelo:			603	Riesgo geológico o tipo de Suelo F		¿Evaluación no estructural detallada recomendada? (marque con una x)
505	Fuente del Peligro Geológico:					705	<input type="checkbox"/> Si, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados
506	Personas de Contacto:			604	Daño significativo/deterioro del sistema estructural	706	<input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que requieren mitigación, pero no necesita una evaluación detallada
	Celular:					707	<input type="checkbox"/> No, no se identifican peligros no estructurales
	Correo:					708	<input type="checkbox"/> DNK= no conoce

Quando los datos no pueden ser verificados, el inspector deberá anotar lo siguiente: EST=Estimado o dato no fiable O DNK= No conoce

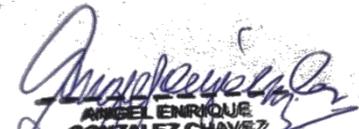
800	OBSERVACIONES:	

FIRMA RESPONSABLE EVALUACIÓN

Referencia del formulario: FEMA P 154 (2015). Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards – A Handbook. 3th edition. FEMA & NEHRP report, ATC, California
Modificado: Diciembre, 2021

Modificado por: Ing. Paúl Olmedo
Revisado por: Ing. Jacobo Moral
Aprobado por: Ing. Jacobo Moral
SHEP-
MIDUVI


ULISES JUNIOR NOLE PONCE
Ingeniero Civil
CIP N° 291666


ANGEL ENRIQUE
GONZALEZ CHAVEZ
Ingeniero Civil
CIP N° 328413


CONSORCIO Z
ESPECIALISTA ESTUDIO DE
RIESGOS Y VULNERABILIDAD
Felix Sempericgal Siles
CIP 95342

Anexo 3: Fichas de validación de instrumentos para la recolección de datos



Evaluación por juicio de expertos

Respetado juez:

Usted ha sido seleccionado para evaluar el instrumento "Evaluación y desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del Centro de convenciones Sullana, Piura - 2024"

La evaluación del instrumento es de gran relevancia para lograr que sea válido y que los resultados obtenidos a partir de éste sean utilizados eficientemente; aportando al quehacer psicológico. Agradecemos su valiosa colaboración.

1. Datos generales del juez

Nombre del juez:	Ing. Angel Enrique González Chávez		
Grado profesional:	Maestría (X)	Doctor	()
Área de formación académica:	Clínica <input type="checkbox"/>	Social	()
	Educativa (X)	Organizacional	()
Áreas de experiencia profesional:	(3)		
Institución donde labora:	Municipalidad de Sullana		
Tiempo de experiencia profesional en el área:	2 a 4 años ()	Más de 5 años	(X)
Experiencia en Investigación	9 años		

2. Propósito de la evaluación:

Validar el contenido del instrumento, por juicio de expertos.

3. Datos de la escala

Nombre de la Prueba:	EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA
Autor (a):	Torres Flores, Alexander <i>lvao</i>
Procedencia:	Sullana
Administración:	Aplicación mediante formulario Google
Tiempo de aplicación:	15 minutos
Ámbito de aplicación:	Casa de la cultura Sullana
Significación:	El objeto es Evaluar el desempeño sísmico del Centro del centro de convenciones Sullana, Piura-2024.

4. Soporte teórico



Área/Escala (Variables)	Subescala (dimensiones)	Definición
VI 1: Análisis Pushover, escala de medición: razón	Patrón de cargas laterales	Distribución de cargas horizontales aplicadas a una estructura para evaluar su respuesta.
	Cargas permanentes	Fuerzas constantes que actúan sobre la estructura debido al peso propio y otros elementos fijos.
	Posibles mecanismos de fallas	Modos en que una estructura puede experimentar fallas o colapsos bajo cargas sísmicas.
	Desplazamiento lateral	Movimiento horizontal de la estructura bajo cargas sísmicas, medido en términos de distancia o ángulo.
VI 2: Análisis de métodos convencionales	Método ATC 21- SFEMA PE 154)	Procedimiento de evaluación rápida de vulnerabilidad sísmica de edificios basado en guías específicas de FEMA.
	Método de índice de vulnerabilidad	Método que cuantifica la vulnerabilidad de una estructura mediante un índice basado en varios factores estructurales y no estructurales.
	Método de Hirasawa	Método empírico desarrollado para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificios basado en observaciones y datos históricos.
VD 1: nivel de desempeño sísmico	Punto de desempeño	Estado de una estructura en términos de su capacidad para resistir un sismo específico sin fallar.
	Nivel de desempeño	Clasificación del comportamiento estructural post-sismo, como operacional, vida segura, y prevención de colapso.

5. Presentación de instrucciones para el juez:

A continuación, a usted le presento el Cuestionario para evaluar el desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del Centro de convenciones Sullana, Piura - 2024 elaborado por Alexander Ivan Torres Flores, el año 2024. De acuerdo con los siguientes indicadores le solicito que califique cada uno de los ítems según corresponda.

Criterio	Calificación	Indicador
CLARIDAD El ítem se comprende fácilmente, es decir, su sintáctica y semántica son adecuadas.	1. No cumple con el criterio	El ítem no es claro.
	2. Bajo Nivel	El ítem requiere bastantes modificaciones o una modificación muy grande en el uso de las palabras de acuerdo con su significado o por la ordenación de estas.
	3. Moderado nivel	Se requiere una modificación muy específica de algunos de los términos del ítem.
	4. Alto nivel	El ítem es claro, tiene semántica y sintaxis adecuada.
COHERENCIA El ítem tiene relación lógica con la dimensión o indicador que está midiendo.	1. No cumple con el criterio	El ítem no tiene relación lógica con la dimensión.
	2. Bajo Nivel	El ítem tiene una relación tangencial /lejana con la dimensión.
	3. Moderado nivel	El ítem tiene una relación moderada con la dimensión que se está midiendo.
	4. Alto nivel	El ítem se encuentra está relacionado con la dimensión que está midiendo.
RELEVANCIA El ítem es esencial o importante, es decir debe ser incluido.	1. No cumple con el criterio	El ítem puede ser eliminado sin que se vea afectada la medición de la dimensión.
	2. Bajo Nivel	El ítem tiene alguna relevancia, pero otro ítem puede estar incluyendo lo que mide éste.
	3. Moderado nivel	El ítem es relativamente importante.
	4. Alto nivel	El ítem es muy relevante y debe ser incluido.

FORMATO DE VALIDACIÓN

Estimado Juez: leer con detenimiento los ítems y calificar en una escala de 1 a 4 su valoración, así como solicitamos brinde sus observaciones que considere pertinente.

T.

VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES	Ítems	Claridad	Coherencia	Relevancia	Observaciones/ Recomendaciones
VARIABLE INDEPENDIENTE 1. ANALISIS PUSHOVER	Patrón de Cargas Laterales	Patrón de Carga Lateral	Fuerza lateral uniforme, Carga triangular	4	4	4	Ninguno
	Cargas Gravitacionales Permanentes	Medido de cargas de Gravedad	Peso propio de vigas, Peso propio de columnas	4	4	4	Ninguno
		Cargas de Gravedad Permanente	Peso de tabiques, Peso de revestimientos	4	3	4	Ninguno
	Posible Mecanismo de Fallas	Longitud de Rotulas Plásticas	Formaciones en vigas, Formaciones en columnas	4	4	4	Ninguno
	Desplazamiento lateral	Desplazamiento Inicial de Cedencia	Desplazamiento de inicio, Primer desplazamiento	4	4	4	Ninguno
Desplazamiento lateral de Plastificación		Desplazamiento máximo permitido, Límite de plastificación	4	4	4	Ninguno	
VARIABLE INDEPENDIENTE 2. ANALISIS DE MÉTODOS CONVENCIONALES	El Método ATC 21 (FEMA P-154)	Altura.	Altura total del edificio, Altura entre pisos	4	4	4	Ninguno
		Irregularidad	Irregularidades en planta, Irregularidades en elevación	4	4	4	Ninguno
		Código de la construcción.	Cumplimiento de normas locales, Actualización de normas	4	4	4	Ninguno
		Suelo.	Tipo de suelo, Clasificación geotécnica	4	4	4	Ninguno
	Método de índice de vulnerabilidad (propuesto por Benedetti y Petrin)	Organización del sistema resistente.	Distribución de cargas, Arreglo de elementos estructurales	4	4	4	Ninguno
		Calidad del sistema resistente	Capacidad de carga, Diseño convencional	4	4	4	Ninguno
		Resistencia convencional.	Capacidad de carga, Diseño convencional	3	4	4	Ninguno
		Posición del edificio y cimentación.	Ubicación del edificio, Tipo de cimentación	4	4	4	Ninguno
		Diafragmas horizontales	Tipo de diafragma, Conexión de diafragmas	4	4	4	Ninguno
		Configuración en planta.	Distribución en planta, Forma geométrica	4	4	4	Ninguno
Configuración en elevación.	Distribución vertical, Altura tota	4	4	4	Ninguno		



		Separación máxima entre muros.	Distancia entre muros, Espacios abiertos	4	4	4	Ninguno	
		Tipos de cubierta.	Material de cubierta, Diseño de cubiert	4	4	4	Ninguno	
		Elementos no estructurales.	Elementos decorativos, Particiones interiores	4	4	4	Ninguno	
		Estado de conservación.	Estado general, Mantenimiento periódico.	4	4	4	Ninguno	
	Método de Hirosawa	Índice de vulnerabilidad estructural (Is)	Evaluación de resistencia, Determinación de falla	4	4	3	Ninguno	
		Índice de juicio estructural (Iso).	Evaluación visual, Juicio basado en inspecciones	4	4	4	Ninguno	
	VARIABLE DEPENDIENTE NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO	Punto de Desempeño	Fuerza cortante	Máxima fuerza soportada, Distribución de fuerza	4	4	4	Ninguno
			Curva de Capacidad	Curva de Capacidad	4	4	4	Ninguno
		Niveles de Desempeño	Nivel de desempeño Operacional	Nivel de desempeño Operacional	4	4	4	Ninguno
			Ocupación inmediata	Ocupación inmediata	4	4	4	Ninguno
Seguridad de vida			Seguridad de vida	4	4	4	Ninguno	
Estabilidad estructural			Estabilidad estructural	4	4	4	Ninguno	
Periodo fundamental			Periodo fundamental	4	4	4	Ninguno	

Observaciones: Sin observaciones

Opinión de aplicabilidad: Aplicable [X] Aplicable después de corregir [] No aplicable []

Apellidos y nombres del juez evaluador: Mg. Ángel Enrique González Chávez

Especialidad del evaluador: Especialista en diseño y estructura

15 de junio de 2024

Firma del evaluador

DNI:


**ÁNGEL ENRIQUE
 GONZÁLEZ CHÁVEZ**
 Ingeniero Civil
 CIP Nº 328413

Evaluación por juicio de expertos

Respetado juez:

Usted ha sido seleccionado para evaluar el instrumento "Evaluación y desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del Centro de convenciones Sullana, Piura - 2024"

La evaluación del instrumento es de gran relevancia para lograr que sea válido y que los resultados obtenidos a partir de éste sean utilizados eficientemente; aportando al quehacer psicológico. Agradecemos su valiosa colaboración.

1. Datos generales del juez

Nombre del juez:	Ing. Félix Sampertegui Silva		
Grado profesional:	Maestría (X)	Doctor	()
Área de formación académica:	Clínica <u>(-)</u>	Social	()
	Educativa (X)	Organizacional	()
Áreas de experiencia profesional:	(3)		
Institución donde labora:	CONSORCIO Z (especialista estudio de riesgos y vulnerabilidad)		
Tiempo de experiencia profesional en el área:	2 a 4 años ()	Más de 5 años	(X)
Experiencia en Investigación	6 años		

2. Propósito de la evaluación:

Validar el contenido del instrumento, por juicio de expertos.

3. Datos de la escala

Nombre de la Prueba:	EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA
Autor (a):	Torres Flores, Alexander lyao
Procedencia:	Sullana
Administración:	Aplicación mediante formulario Google
Tiempo de aplicación:	15 minutos
Ámbito de aplicación:	Casa de la cultura Sullana
Significación:	El objeto es Evaluar el desempeño sísmico del Centro del centro de convenciones Sullana, Piura-2024.

4. Soporte teórico



Área/Escala (Variables)	Subescala (dimensiones)	Definición
VI 1: Análisis Pushover, escala de medición: razón	Patrón de cargas laterales	Distribución de cargas horizontales aplicadas a una estructura para evaluar su respuesta.
	Cargas permanentes	Fuerzas constantes que actúan sobre la estructura debido al peso propio y otros elementos fijos.
	Posibles mecanismos de fallas	Modos en que una estructura puede experimentar fallas o colapsos bajo cargas sísmicas.
	Desplazamiento lateral	Movimiento horizontal de la estructura bajo cargas sísmicas, medido en términos de distancia o ángulo.
VI 2: Análisis de métodos convencionales	Método ATC 21- 8(FEMA PE 154)	Procedimiento de evaluación rápida de vulnerabilidad sísmica de edificios basado en guías específicas de FEMA.
	Método de índice de vulnerabilidad	Método que cuantifica la vulnerabilidad de una estructura mediante un índice basado en varios factores estructurales y no estructurales.
	Método de Hirasawa	Método empírico desarrollado para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificios basado en observaciones y datos históricos.
VD 1: nivel de desempeño sísmico	Punto de desempeño	Estado de una estructura en términos de su capacidad para resistir un sismo específico sin fallar.
	Nivel de desempeño	Clasificación del comportamiento estructural post-sismo, como operacional, vida segura, y prevención de colapso.

5. Presentación de instrucciones para el juez:

A continuación, a usted le presento el Cuestionario para evaluar el desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del Centro de convenciones Sullana, Piura - 2024 elaborado por Alexander Ivan Torres Flores, el año 2024. De acuerdo con los siguientes indicadores le solicito que califique cada uno de los ítems según corresponda.

Criterio	Calificación	Indicador
CLARIDAD El ítem se comprende fácilmente, es decir, su sintáctica y semántica son adecuadas.	1. No cumple con el criterio	El ítem no es claro.
	2. Bajo Nivel	El ítem requiere bastantes modificaciones o una modificación muy grande en el uso de las palabras de acuerdo con su significado o por la ordenación de estas.
	3. Moderado nivel	Se requiere una modificación muy específica de algunos de los términos del ítem.
	4. Alto nivel	El ítem es claro, tiene semántica y sintaxis adecuada.
COHERENCIA El ítem tiene relación lógica con la dimensión o indicador que está midiendo.	1. No cumple con el criterio	El ítem no tiene relación lógica con la dimensión.
	2. Bajo Nivel	El ítem tiene una relación tangencial /lejana con la dimensión.
	3. Moderado nivel	El ítem tiene una relación moderada con la dimensión que se está midiendo.
	4. Alto nivel	El ítem se encuentra está relacionado con la dimensión que está midiendo.
RELEVANCIA El ítem es esencial o importante, es decir debe ser incluido.	1. No cumple con el criterio	El ítem puede ser eliminado sin que se vea afectada la medición de la dimensión.
	2. Bajo Nivel	El ítem tiene alguna relevancia, pero otro ítem puede estar incluyendo lo que mide éste.
	3. Moderado nivel	El ítem es relativamente importante.
	4. Alto nivel	El ítem es muy relevante y debe ser incluido.

FORMATO DE VALIDACIÓN

Estimado Juez: leer con detenimiento los ítems y calificar en una escala de 1 a 4 su valoración, así como solicitamos brinde sus observaciones que considere pertinente.

VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES	Ítems	Claridad	Coherencia	Relevancia	Observaciones/ Recomendaciones
VARIABLE INDEPENDIENTE 1. ANALISIS PUSHOVER	Patrón de Cargas Laterales	Patrón de Carga Lateral	Fuerza lateral uniforme, Carga triangular	4	3	4	Ninguno
	Cargas Gravitacionales Permanentes	Metrado de cargas de Gravedad	Peso propio de vigas, Peso propio de columnas	4	4	4	Ninguno
		Cargas de Gravedad Permanente	Peso de tabiques, Peso de revestimientos	4	4	4	Ninguno
	Posible Mecanismo de Fallas	Longitud de Rotulas Plásticas	Formaciones en vigas, Formaciones en columnas	4	4	4	Ninguno
	Desplazamiento lateral	Desplazamiento Inicial de Cedencia	Desplazamiento de inicio, Primer desplazamiento	4	4	4	Ninguno
		Desplazamiento lateral de Plastificación	Desplazamiento máximo permitido, Límite de plastificación	4	4	4	Ninguno
VARIABLE INDEPENDIENTE 2. ANALISIS DE MÉTODOS CONVENCIONALES	El Método ATC 21 (FEMA P-154)	Altura.	Altura total del edificio, Altura entre pisos	4	4	4	Ninguno
		Irregularidad	Irregularidades en planta, Irregularidades en elevación	4	4	4	Ninguno
		Código de la construcción.	Cumplimiento de normas locales, Actualización de normas	4	4	4	Ninguno
		Suelo.	Tipo de suelo, Clasificación geotécnica	4	4	4	Ninguno
	Método de índice de vulnerabilidad (propuesto por Benedetti y Petroni)	Organización del sistema resistente.	Distribución de cargas, Arreglo de elementos estructurales	4	4	4	Ninguno
		Calidad del sistema resistente	Capacidad de carga, Diseño convencional	4	4	4	Ninguno
		Resistencia convencional.	Capacidad de carga, Diseño convencional	4	4	4	Ninguno
		Posición del edificio y cimentación.	Ubicación del edificio, Tipo de cimentación	4	4	4	Ninguno
		Diafragmas horizontales	Tipo de diafragma, Conexión de diafragmas	4	4	4	Ninguno
		Configuración en planta.	Distribución en planta, Forma geométrica	4	3	4	Ninguno
		Configuración en elevación.	Distribución vertical, Altura tota	4	4	4	Ninguno



		Separación máxima entre muros.	Distancia entre muros, Espacios abiertos	4	4	3	Ninguno
		Tipos de cubierta.	Material de cubierta, Diseño de cubierta	4	4	4	Ninguno
		Elementos no estructurales.	Elementos decorativos, Particiones interiores	4	4	4	Ninguno
		Estado de conservación.	Estado general, Mantenimiento periódico.	4	4	4	Ninguno
	Método de Hirosawa	Índice de vulnerabilidad estructural (I _s)	Evaluación de resistencia, Determinación de falla	4	4	4	Ninguno
		Índice de juicio estructural (I _{so})	Evaluación visual, Juicio basado en inspecciones	4	4	4	Ninguno
VARIABLE DEPENDIENTE NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO	Punto de Desempeño	Fuerza cortante	Máxima fuerza soportada, Distribución de fuerza	4	4	4	Ninguno
		Curva de Capacidad	Curva de Capacidad	4	4	4	Ninguno
	Niveles de Desempeño	Nivel de desempeño Operacional	Nivel de desempeño Operacional	4	4	4	Ninguno
		Ocupación inmediata	Ocupación inmediata	4	4	4	Ninguno
		Seguridad de vida	Seguridad de vida	4	4	4	Ninguno
		Estabilidad estructural	Estabilidad estructural	3	4	4	Ninguno
		Periodo fundamental	Periodo fundamental	4	4	4	Ninguno

Observaciones: Sin observaciones

Opinión de aplicabilidad: Aplicable [X] Aplicable después de corregir [] No aplicable []

Apellidos y nombres del juez evaluador: Mg. Félix Sampertegui Silva

Especialidad del evaluador: Especialista en diseño y estructura

15 de junio de 2024

Firma del evaluador

DNI:

CONSORCIO 2
ESPECIALISTA ESTUDIO DE
RIESGOS Y VULNERABILIDAD
Félix Sampertegui Silva
CIP 95342

Evaluación por juicio de expertos

Respetado juez:

Usted ha sido seleccionado para evaluar el instrumento "Evaluación y desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del Centro de convenciones Sullana, Piura - 2024"

La evaluación del instrumento es de gran relevancia para lograr que sea válido y que los resultados obtenidos a partir de éste sean utilizados eficientemente; aportando al quehacer psicológico. Agradecemos su valiosa colaboración.

1. Datos generales del juez

Nombre del juez:	Ing. Ulises Junior Nole Ponce		
Grado profesional:	Maestría (X)	Doctor	()
Área de formación académica:	Clínica <u>(-)</u>	Social	()
	Educativa (X)	Organizacional	()
Áreas de experiencia profesional:	(5)		
Institución donde labora:	GORE PIURA		
Tiempo de experiencia profesional en el área:	2 a 4 años ()	Más de 5 años	(X)
Experiencia en Investigación	11 años		

2. Propósito de la evaluación:

Validar el contenido del instrumento, por juicio de expertos.

3. Datos de la escala

Nombre de la Prueba:	EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA
Autor (a):	Torres Flores, Alexander 
Procedencia:	Sullana
Administración:	Aplicación mediante formulario Google
Tiempo de aplicación:	15 minutos
Ámbito de aplicación:	Casa de la cultura Sullana
Significación:	El objeto es Evaluar el desempeño sísmico del Centro del centro de convenciones Sullana, Piura-2024.

4. Soporte teórico

Área/Escala (Variables)	Subescala (dimensiones)	Definición
VI 1: Análisis Pushover, escala de medición: razón	Patrón de cargas laterales	Distribución de cargas horizontales aplicadas a una estructura para evaluar su respuesta.
	Cargas permanentes	Fuerzas constantes que actúan sobre la estructura debido al peso propio y otros elementos fijos.
	Posibles mecanismos de fallas	Modos en que una estructura puede experimentar fallas o colapsos bajo cargas sísmicas.
	Desplazamiento lateral	Movimiento horizontal de la estructura bajo cargas sísmicas, medido en términos de distancia o ángulo.
VI 2: Análisis de métodos convencionales	Método ATC 21-8(FEMA PE 154)	Procedimiento de evaluación rápida de vulnerabilidad sísmica de edificios basado en guías específicas de FEMA.
	Método de índice de vulnerabilidad	Método que cuantifica la vulnerabilidad de una estructura mediante un índice basado en varios factores estructurales y no estructurales.
	Método de Hirosawa	Método empírico desarrollado para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificios basado en observaciones y datos históricos.
VD 1: nivel de desempeño sísmico	Punto de desempeño	Estado de una estructura en términos de su capacidad para resistir un sismo específico sin fallar.
	Nivel de desempeño	Clasificación del comportamiento estructural post-sismo , como operacional, vida segura, y prevención de colapso.

5. Presentación de instrucciones para el juez:

A continuación, a usted le presento el Cuestionario para evaluar el desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del Centro de convenciones Sullana, Piura - 2024 elaborado por Alexander ~~ya~~ Torres Flores, el año 2024. De acuerdo con los siguientes indicadores le solicito que califique cada uno de los ítems según corresponda.

Criterio	Calificación	Indicador
CLARIDAD El ítem se comprende fácilmente, es decir, su sintáctica y semántica son adecuadas.	1. No cumple con el criterio	El ítem no es claro.
	2. Bajo Nivel	El ítem requiere bastantes modificaciones o una modificación muy grande en el uso de las palabras de acuerdo con su significado o por la ordenación de estas.
	3. Moderado nivel	Se requiere una modificación muy específica de algunos de los términos del ítem.
	4. Alto nivel	El ítem es claro, tiene semántica y sintaxis adecuada.
COHERENCIA El ítem tiene relación lógica con la dimensión o indicador que está midiendo.	1. No cumple con el criterio	El ítem no tiene relación lógica con la dimensión.
	2. Bajo Nivel	El ítem tiene una relación tangencial /lejana con la dimensión.
	3. Moderado nivel	El ítem tiene una relación moderada con la dimensión que se está midiendo.
	4. Alto nivel	El ítem se encuentra está relacionado con la dimensión que está midiendo.
RELEVANCIA El ítem es esencial o importante, es decir debe ser incluido.	1. No cumple con el criterio	El ítem puede ser eliminado sin que se vea afectada la medición de la dimensión.
	2. Bajo Nivel	El ítem tiene alguna relevancia, pero otro ítem puede estar incluyendo lo que mide éste.
	3. Moderado nivel	El ítem es relativamente importante.
	4. Alto nivel	El ítem es muy relevante y debe ser incluido.

FORMATO DE VALIDACIÓN

Estimado Juez: leer con detenimiento los ítems y calificar en una escala de 1 a 4 su valoración, así como solicitamos brinde sus observaciones que considere pertinente.

VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES	Ítems	Claridad	Coherencia	Relevancia	Observaciones/ Recomendaciones
VARIABLE INDEPENDIENTE 1. ANALISIS PUSHOVER	Patrón de Cargas Laterales	Patrón de Carga Lateral	Fuerza lateral uniforme, Carga triangular	4	4	4	Ninguno
	Cargas Gravitacionales Permanentes	Metrado de cargas de Gravedad	Peso propio de vigas, Peso propio de columnas	4	4	4	Ninguno
		Cargas de Gravedad Permanente	Peso de tabiques, Peso de revestimientos	4	4	4	Ninguno
	Possible Mecanismo de Fallas	Longitud de Rotulas Plásticas	Formaciones en vigas, Formaciones en columnas	4	4	4	Ninguno
	Desplazamiento lateral	Desplazamiento Inicial de Cedencia	Desplazamiento de inicio, Primer desplazamiento	4	4	4	Ninguno
Desplazamiento lateral de Plastificación		Desplazamiento máximo permitido, Límite de plastificación	3	4	4	Ninguno	
VARIABLE INDEPENDIENTE 2. ANALISIS DE MÉTODOS CONVENCIONALES	El Método ATC 21 (FEMA P-154)	Altura.	Altura total del edificio, Altura entre pisos	4	4	4	Ninguno
		Irregularidad	Irregularidades en planta, Irregularidades en elevación	4	4	4	Ninguno
		Código de la construcción.	Cumplimiento de normas locales, Actualización de normas	4	4	4	Ninguno
		Suelo.	Tipo de suelo, Clasificación geotécnica	4	4	4	Ninguno
	Método de índice de vulnerabilidad (propuesto por Benedetti y Petri)	Organización del sistema resistente.	Distribución de cargas, Arreglo de elementos estructurales	4	4	4	Ninguno
		Calidad del sistema resistente	Capacidad de carga, Diseño convencional	4	4	4	Ninguno
		Resistencia convencional.	Capacidad de carga, Diseño convencional	4	4	3	Ninguno
		Posición del edificio y cimentación.	Ubicación del edificio, Tipo de cimentación	4	4	4	Ninguno
		Diafragmas horizontales	Tipo de diafragma, Conexión de diafragmas	4	4	4	Ninguno
		Configuración en planta.	Distribución en planta, Forma geométrica	4	4	4	Ninguno
		Configuración en elevación.	Distribución vertical, Altura tota	4	4	4	Ninguno



		Separación máxima entre muros.	Distancia entre muros, Espacios abiertos	4	4	4	Ninguno
		Tipos de cubierta.	Material de cubierta, Diseño de cubiert	4	4	4	Ninguno
		Elementos no estructurales.	Elementos decorativos, Particiones interiores	3	4	4	Ninguno
		Estado de conservación.	Estado general, Mantenimiento periódico.	4	4	4	Ninguno
	Método de Hirosawa	Índice de vulnerabilidad estructural (Is)	Evaluación de resistencia, Determinación de falla	4	4	4	Ninguno
		Índice de juicio estructural (Isj).	Evaluación visual, Juicio basado en inspecciones	4	4	4	Ninguno
VARIABLE DEPENDIENTE NIVEL DE DESEMPEÑO SISMICO	Punto de Desempeño	Fuerza cortante	Máxima fuerza soportada, Distribución de fuerza	4	4	3	Ninguno
		Curva de Capacidad	Curva de Capacidad	4	4	4	Ninguno
	Niveles de Desempeño	Nivel de desempeño Operacional	Nivel de desempeño Operacional	4	4	4	Ninguno
		Ocupación inmediata	Ocupación inmediata	4	4	4	Ninguno
		Seguridad de vida	Seguridad de vida	4	4	4	Ninguno
		Estabilidad estructural	Estabilidad estructural	4	4	4	Ninguno
		Periodo fundamental	Periodo fundamental	4	4	4	Ninguno

Observaciones: Sin observaciones

Opinión de aplicabilidad: Aplicable [X] Aplicable después de corregir [_] No aplicable []

Apellidos y nombres del juez evaluador: Mg. Ulises Junior Nole Ponce

Especialidad del evaluador: Especialista en diseño y estructura

15 de junio de 2024

Firma del evaluador
DNI:


ULISES JUNIOR NOLE PONCE
Ingeniero Civil
CIP N° 291666

Anexo 4: Reporte de similitud de Turnitin

Feedback Studio - Google Chrome
ev.turnitin.com/app/carta/es/?student_user=1&lang=es&o=2511178448&u=1161761541&ro=103

feedback studio ALEXANDER IVAN TORRES FLORES TURNITIN TORRES FLORES ALEXANDER IVAN.docx

Resumen de coincidencias

15 %

Rank	Source	Percentage
1	hdl.handle.net Fuente de Internet	5 %
2	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	2 %
3	Entregado a Universida... Trabajo del estudiante	<1 %
4	repositorio.upt.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
5	revistas.uss.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
6	repositorio.upse.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
7	repositorio.uta.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
8	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
9	www.coursehero.com Fuente de Internet	<1 %

UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"Evaluación y desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del Centro de convenciones Sullana, Piura - 2024"

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:
Torres Flores, Alexander Ivan (<https://orcid.org/0000-0002-6899-1328>)

ASESOR:
Dr. Vargas Chacaltana, Luis Alberto (<https://orcid.org/0000-0002-4136-7189>)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:
Diseño Sísmico y Estructural

LÍNEA DE RESPONSABILIDAD SOCIAL UNIVERSITARIA:
Desarrollo sostenible y adaptación al cambio climático

LIMA - PERÚ
2024

Página: 1 de 189 Número de palabras: 52451 Versión solo texto del informe | Alta resolución Activado

12°C Parc. nublado Búsqueda 20:10 10/11/2024

Anexo 5: Análisis complementario

SELECCIÓN DE LA EDIFICACIÓN Y JUSTIFICACIÓN

El **centro de convenciones Sullana** fue seleccionado como caso de estudio para tu investigación debido a su relevancia socioeconómica y su ubicación en una zona de alta sismicidad. Sullana es una provincia que pertenece al departamento de Piura que ha experimentado una actividad sísmica significativa, hace pocos años, y al estar en una zona de alta sismicidad se hace imperativa la evaluación de la resiliencia sísmica de sus infraestructuras críticas.

La elección de esta edificación no es arbitraria. El centro de convenciones Sullana es una estructura que cumple funciones vitales para la comunidad, albergando eventos culturales, sociales y económicos, como consecuencia creciente incidencia de sismos en la región, subrayando la necesidad de asegurarse de que esta infraestructura sea capaz de resistir los embates de futuros eventos sísmicos, lo que motivó su selección para un análisis exhaustivo de desempeño sísmico.

Análisis muestral

En este contexto, el análisis muestral, no se refiere a una muestra estadística en el sentido tradicional (como lo sería una encuesta), sino a la selección de un caso particular para un estudio detallado. El centro de convenciones Sullana se considera como la "muestra" del estudio debido a las siguientes razones:

Representatividad estructural: la edificación representa un ejemplo típico de las construcciones importantes en la región de Sullana. Evaluar su desempeño sísmico puede proporcionar una visión general de la vulnerabilidad y resistencia de edificaciones similares en la zona.

Importancia estratégica: la función del centro de convenciones en la comunidad le confiere un valor estratégico, lo que hace que su análisis sea crucial para establecer pautas de mejora y refuerzo, no solo para esta estructura, sino también para otras construcciones clave en la región.

Accesibilidad a datos y facilidad de estudio: dado que el edificio está ubicado en una zona de alta incidencia sísmica y tiene una disponibilidad de datos

(planos estructurales, especificaciones técnicas, etc.), es un candidato ideal para un análisis detallado que requiere acceso a información precisa y detallada.

Metodología del análisis

El análisis realizado para esta investigación se enfocó en dos principales métodos de evaluación sísmica:

Análisis Pushover: este es un método no lineal estático que simula la respuesta de la estructura bajo cargas incrementales hasta el punto de colapso o falla. El análisis Pushover es especialmente útil para identificar los puntos débiles de la estructura, como la formación de rótulas plásticas en columnas y vigas, que son indicativas de posibles fallas estructurales bajo cargas sísmicas. En el caso del centro de convenciones Sullana, se utilizaron modelos estructurales detallados para aplicar este método y obtener curvas de capacidad, que muestran la relación entre el desplazamiento y la carga aplicada, permitiendo identificar la capacidad de absorción de energía de la estructura y sus límites de desempeño.

Métodos convencionales de ingeniería estructural: estos métodos incluyeron cálculos y evaluaciones basados en las normativas sísmicas vigentes, como las especificaciones de la fema 440 y atc-40, que proporcionan pautas para evaluar la resistencia y la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones. Estos métodos complementaron el análisis Pushover, proporcionando una visión más completa del desempeño sísmico del edificio.

Justificación del caso de estudio

El análisis de una única estructura permite un estudio profundo y detallado de todos los aspectos estructurales, desde la calidad de los materiales utilizados hasta la respuesta de la edificación bajo diferentes escenarios sísmicos. Esto es especialmente relevante en regiones como Sullana, donde la sismicidad representa un riesgo constante. Además, los resultados obtenidos del estudio del centro de convenciones Sullana no solo servirán para evaluar y mejorar esta estructura en particular, sino que también proporcionarán información valiosa que puede ser utilizada para fortalecer otras edificaciones en la región.

Anexo 6: Matriz de consistencia

TEMA: "Evaluación y desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del Centro de convenciones Sullana, Piura - 2024"

AUTOR: Torres Flores Alexander Ivan

Problema general	Objetivo General	Hipótesis general	VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES	INSTRUMENTO
¿Cuál es el desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del centro de convenciones Sullana, Piura-2024?	Evaluar el desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del centro de convenciones Sullana, Piura-2024.	La evaluación del desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del centro de convenciones Sullana, Piura-2024 evidencia insuficiencia en su capacidad sismorresistente.	VARIABLE INDEPENDIENTE 1. ANALISIS PUSHOVER	Patrón de Cargas Laterales	Patrón de Carga Lateral	Ficha de reporte para índice de rebote Software <u>Etabs</u> , ATC 21 (FEMA P-154 Norma E 030
Problemas específicos	Objetivos específicos	Hipótesis específicas		Cargas Gravitacionales Permanentes	<u>Medido</u> de cargas de Gravedad Cargas de Gravedad Permanente	
				Posible Mecanismo de Fallas	Longitud de Rotulas Plásticas	
				Desplazamiento lateral	Desplazamiento Inicial de <u>Cedencia</u> Desplazamiento lateral de <u>Plastificación</u>	
a) ¿Cuál es la curva de capacidad, los puntos de desempeño sísmico y el desempeño sísmico estructural mediante el análisis Pushover del centro de convenciones Sullana, Piura-2024?	a) identificar, la curva de capacidad, los puntos de desempeño sísmico y el desempeño sísmico estructural mediante el análisis Pushover del centro de convenciones Sullana, Piura-2024	a) la curva de capacidad y los puntos de desempeño sísmico obtenidos del análisis Pushover del centro de convenciones Sullana evidencian insuficiencia en la capacidad sismorresistente de la estructura, requiriendo ajustes en el diseño para cumplir con los estándares de seguridad sísmica.	VARIABLE INDEPENDIENTE 2. ANALISIS DE MÉTODOS CONVENCIONALES	El Método ATC 21 (FEMA P-154)	Altura. Irregularidad Código de la construcción. Suelo.	Ficha de evaluación de vulnerabilidad sísmica método <u>Hirosawa</u>
b) ¿Cómo afectan los movimientos horizontales y la aplicación de cargas verticales, permanentes y sobrecargas a la estructura del centro de convenciones Sullana según el análisis Pushover?	b) Analizar mediante el análisis Pushover la estructura a partir de los movimientos horizontales y la aplicación de cargas verticales, permanentes y sobrecargas.	b) el análisis Pushover revela que los movimientos horizontales y las cargas verticales comprometen la estabilidad estructural del centro de convenciones Sullana, evidenciando la necesidad de reforzar su capacidad para soportar dichas cargas.		Método de índice de vulnerabilidad (propuesto por Benedetti y <u>Petrini</u>)	Organización del sistema resistente. Calidad del sistema resistente Resistencia convencional. Posición del edificio y cimentación. Diafragmas horizontales Configuración en planta. Configuración en elevación. Separación máxima entre muros. Tipos de cubierta. Elementos no estructurales. Estado de conservación.	
c) ¿Qué elementos se identifican en las primeras rótulas plásticas del centro de convenciones Sullana, Piura-2024?	c) determinar los elementos presentes en las primeras rotulas plásticas del Centro de Convenciones Sullana-2024	c) la identificación de los elementos que presentan las primeras rótulas plásticas en el centro de convenciones Sullana evidencian zonas críticas de debilidad estructural bajo cargas sísmicas, subrayando áreas prioritarias para intervención y fortalecimiento.		Método de <u>Hirosawa</u> .	Índice de vulnerabilidad estructural (<u>I_s</u>) Índice de juicio estructural (<u>I_{so}</u>).	Fichas de evaluación ATC 21 (FEMA P-154)
d) ¿Cuál es la vulnerabilidad física mediante aplicación de métodos convencionales del centro de convenciones Sullana, Piura-2024?,	d) determinar la vulnerabilidad física aplicación de métodos convencionales del centro de convenciones Sullana, Piura- 2024	d) la aplicación de métodos convencionales para evaluar la vulnerabilidad física del centro de convenciones Sullana evidencia deficiencias significativas en su diseño y construcción, lo que aumenta su riesgo ante eventos sísmicos.		Punto de Desempeño	Fuerza cortante	
e) ¿Cuál es el índice de vulnerabilidad sísmica mediante los métodos convencionales del centro de convenciones Sullana, Piura-2024?,	e) determinar el índice de vulnerabilidad sísmica mediante los métodos convencionales del centro de convenciones Sullana, Piura-2024.	e) el índice de vulnerabilidad sísmica del centro de convenciones Sullana, utilizando métodos convencionales, confirma un alto nivel de vulnerabilidad, resaltando la urgencia de adoptar medidas de mitigación específica		Niveles de Desempeño	Curva de Capacidad Nivel de desempeño Operacional Ocupación inmediata Seguridad de vida Estabilidad estructural Periodo fundamental	
f) ¿Cuál es la vulnerabilidad estructural aplicando los métodos convencionales? del centro de convenciones Sullana, Piura-2024?	f) Cuantificar la vulnerabilidad estructural aplicando los métodos convencionales. del centro de convenciones Sullana, Piura-2024.	f) La cuantificación de la vulnerabilidad estructural del centro de convenciones Sullana muestra deficiencias en su capacidad para resistir eventos sísmicos, señalando la necesidad.				

Anexo 7: Evidencia fotográfica

Ensayo de campo (Calicata C-1)



En esta imagen se observa la primera calicata, identificada como C-1, se ubicó a las coordenadas 17M 534605 9459512, con una orientación de 246° SW y una altitud de 3.6 metros. Durante este proceso, se procedió a excavar a con la barreta

y pala hasta una profundidad de 3 metros, extrayendo muestras del suelo. Estas muestras fueron analizadas en laboratorio para determinar sus propiedades físicas y mecánicas. A medida que se realizaba la excavación, se registraron meticulosamente las características del suelo, incluyendo la clasificación técnica, la forma del material granular, el color, el contenido de humedad y la consistencia del material.

Ensayo de campo (Calicata C-2)



En la segunda calicata, identificada como C-2, situada en las coordenadas 17M 534585 9459542, con una orientación de 311° NW y una altitud de 16.4 metros, se llevó a cabo un procedimiento similar. La excavación manual alcanzó los 3 metros de profundidad, y las muestras de suelo obtenidas se destinaron a ensayos de laboratorio. Durante la excavación, se describieron detalladamente las características del suelo encontrado, siguiendo las normativas ASTM D-2488.

Pruebas de esclerometría



Ensayo de Esclerometría (columna c-1)

El 10 de mayo de 2024, se realizó los ensayos de esclerometría, en la columna identificada como C-1 en el Centro de Convenciones Sullana. Este ensayo tiene como objetivo evaluar la resistencia superficial del concreto en la columna mediante el uso de un esclerómetro. En la ubicación con coordenadas 17M 534583 9459547, orientación de 159° S y una altitud de 77.0 metros, se procedió a llevar a cabo el ensayo de esclerometría. Primero, se verificó que la superficie de la columna estuviera limpia y libre de cualquier material suelto o contaminante que pudiera afectar las mediciones.



Ensayo de esclerometría (columna c-2)



Ensayo de esclerometría (columna c-4)



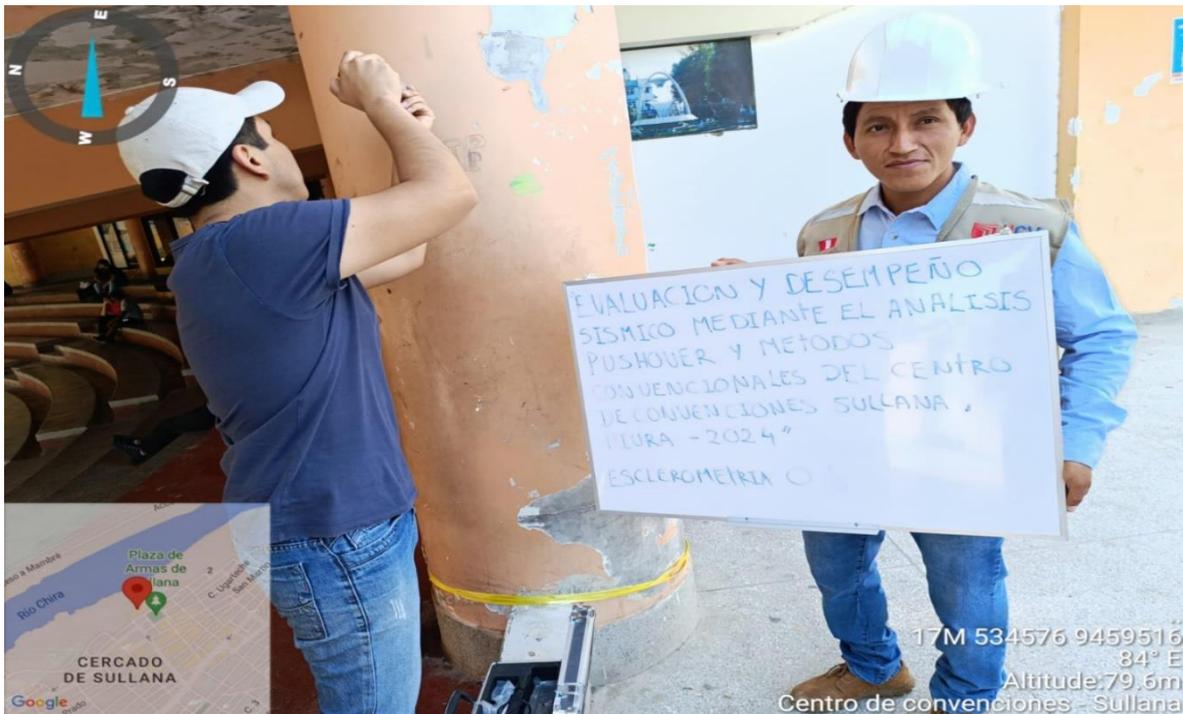
Ensayo de esclerometría (columna c-5)



Ensayo de esclerometría (columna c-6)



Ensayo de esclerometría (columna c-7)



Ensayo de esclerometría (columna c-8)



Ensayo de esclerometría (columna c-9)



Ensayo de esclerometría (columna c-10)



Ensayo de esclerometría (columna c-11)



Ensayo de esclerometría (columna c-12)



Ensayo de esclerometría (columna c-13)



Ensayo de esclerometría (columna c-14)

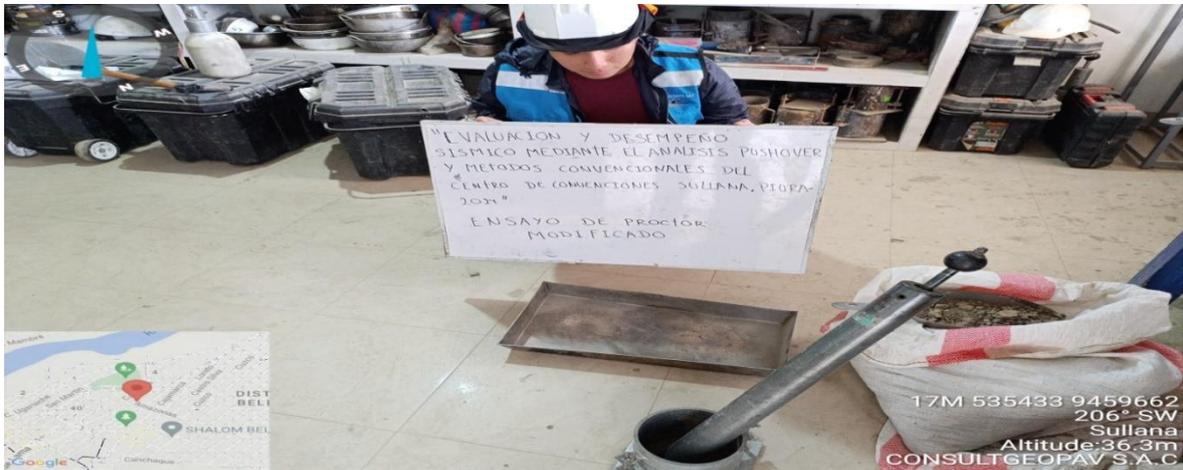
El ensayo se llevó a cabo de la misma manera en cada una de estas columnas. Se aplicaron múltiples impactos en la superficie del concreto, registrando las lecturas de rebote con el esclerómetro, lo que permitió una evaluación precisa de la resistencia superficial del concreto en diferentes puntos de la estructura. El ensayo de esclerometría realizado en las columnas C-1, C-2, C-4, C-5, C-6, C-7, C-8, C-9, C-10, C-11, y C-12 del Centro de Convenciones Sullana consistió en la aplicación de un martillo de esclerometría (esclerómetro) sobre la superficie del concreto. En cada columna, se aplicaron múltiples impactos en diferentes puntos de la superficie del concreto. El esclerómetro midió la altura de rebote del martillo tras golpear el concreto, lo que está relacionado directamente con la dureza y, por ende, con la resistencia del material.

Proceso de Ensayo y Pesado de Muestras en Laboratorio para la Investigación del Centro de Convenciones Sullana.

Esta etapa fue fundamental para evaluar las propiedades mecánicas del suelo, para evaluar la estabilidad y seguridad estructural del edificio. Durante esta, se realizaron diversos ensayos, como análisis granulométricos, para determinar la composición del suelo, su capacidad de soporte y comportamiento bajo carga. Los resultados obtenidos en esta etapa proporcionaron las bases necesarias para los cálculos estructurales y el análisis Pushover, garantizando que la edificación sea capaz de resistir los esfuerzos sísmicos y otras cargas de manera segura y eficiente.



La imagen responde a la fase de ensayo de Proctor modificado en laboratorio, realizada como parte de la investigación. El trabajo fue ejecutado por Consultgeopav S.A.C.



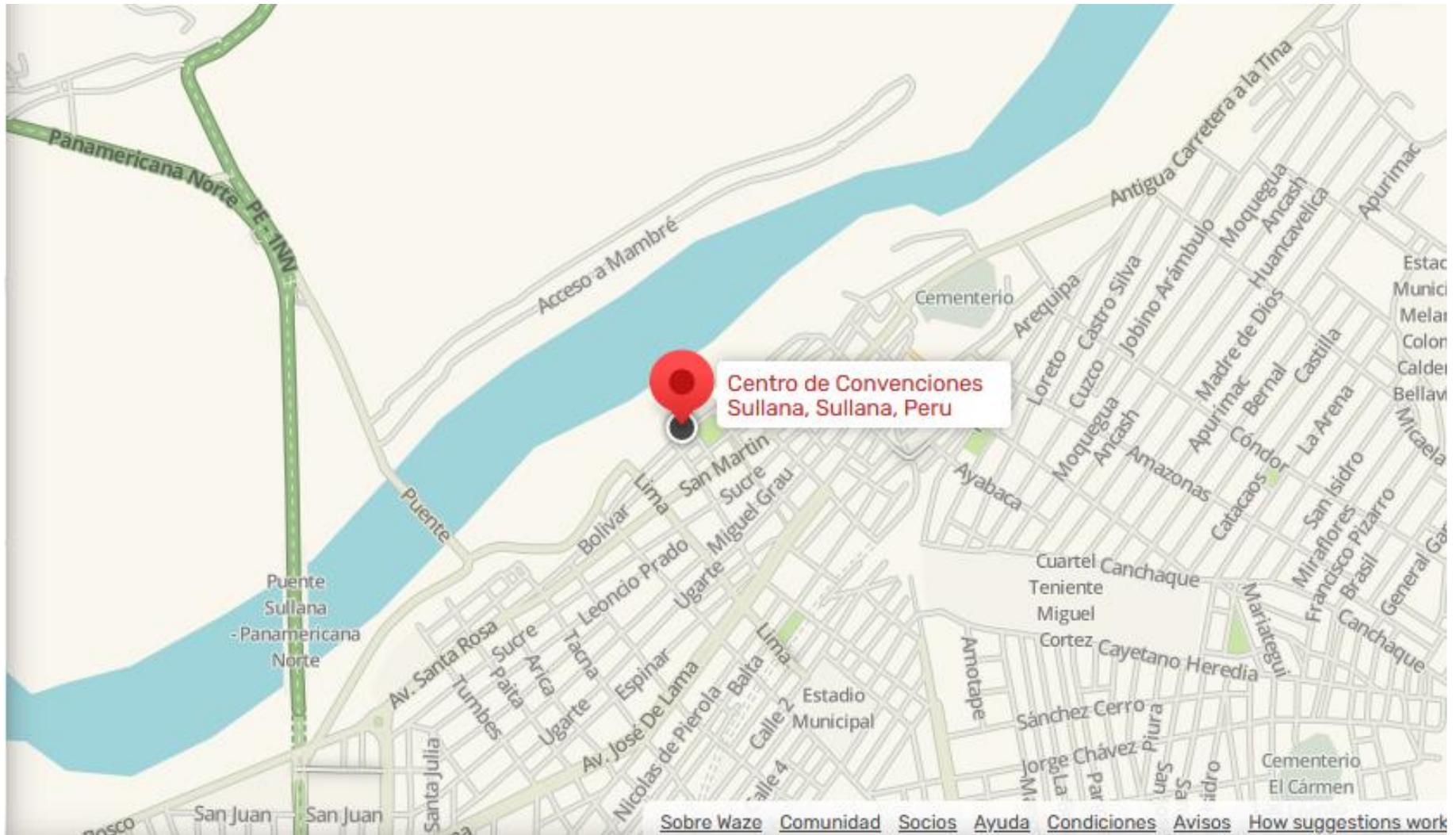
La imagen responde a la continuación del ensayo de Proctor modificado en laboratorio, realizada como parte de la investigación. El trabajo fue ejecutado por Consultgeopav S.A.C.



La imagen responde a la fase de pesado de la muestra en laboratorio, realizada como parte de la investigación. El trabajo fue ejecutado por Consultgeopav S.A.C.

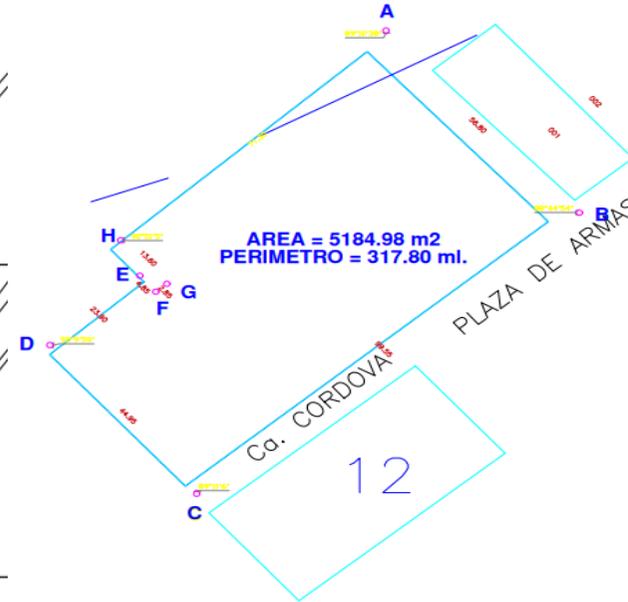
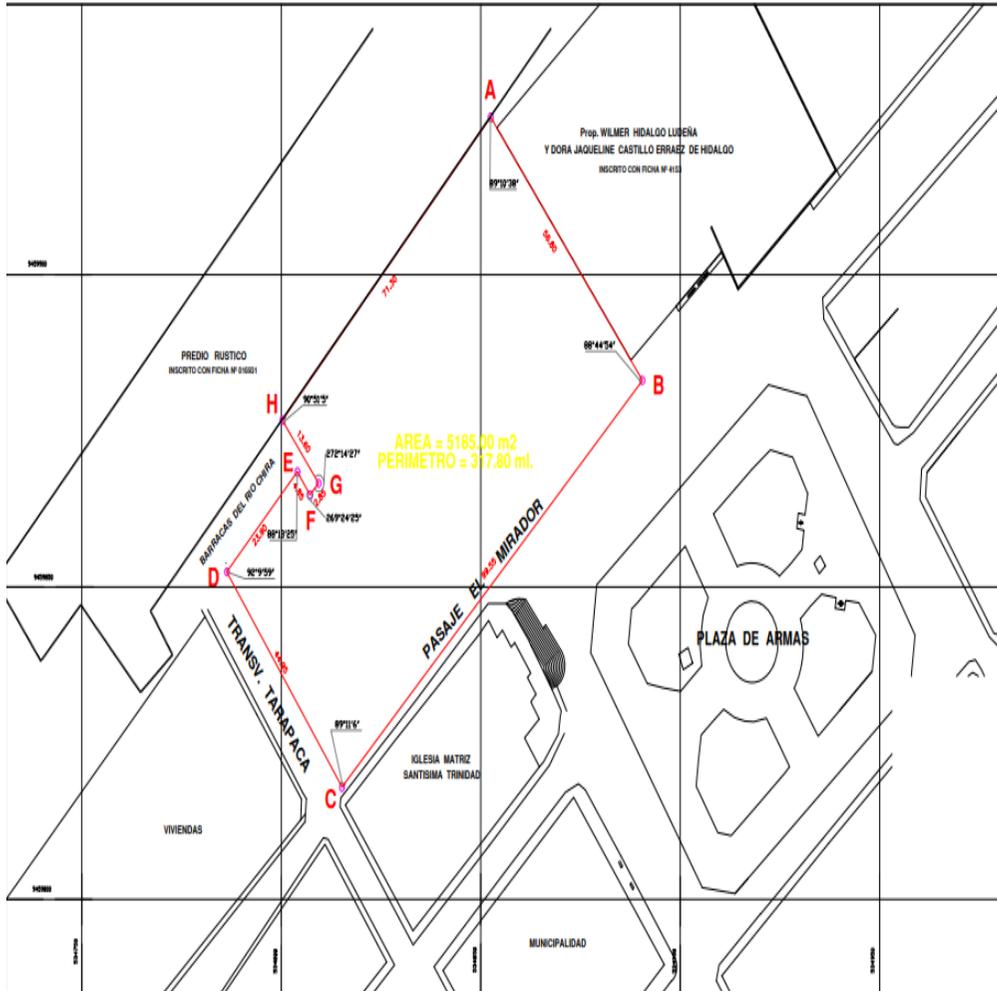
Anexo 8: Planos del centro de convenciones Sullana.

- Planos de ubicación y localización de la zona de estudio.
- Planos de áreas y perímetro.
- Planos 3D centro de convenciones Sullana.
- Planos estructurales centro de convenciones Sullana.
 - ✓ Plano de cimentación
 - ✓ Plano de aligerado
 - ✓ Planos de estructuras metálicas
- Planos arquitectónicos del centro de convenciones Sullana.
 - ✓ Planta general nivel sótano
 - ✓ Planta general primer nivel
 - ✓ Planta general segundo nivel
 - ✓ Planta general tercer nivel
 - ✓ Planta general cuarto nivel



- Ubicación Centro de convenciones Sullana Tomado de Google Maps, 2024.

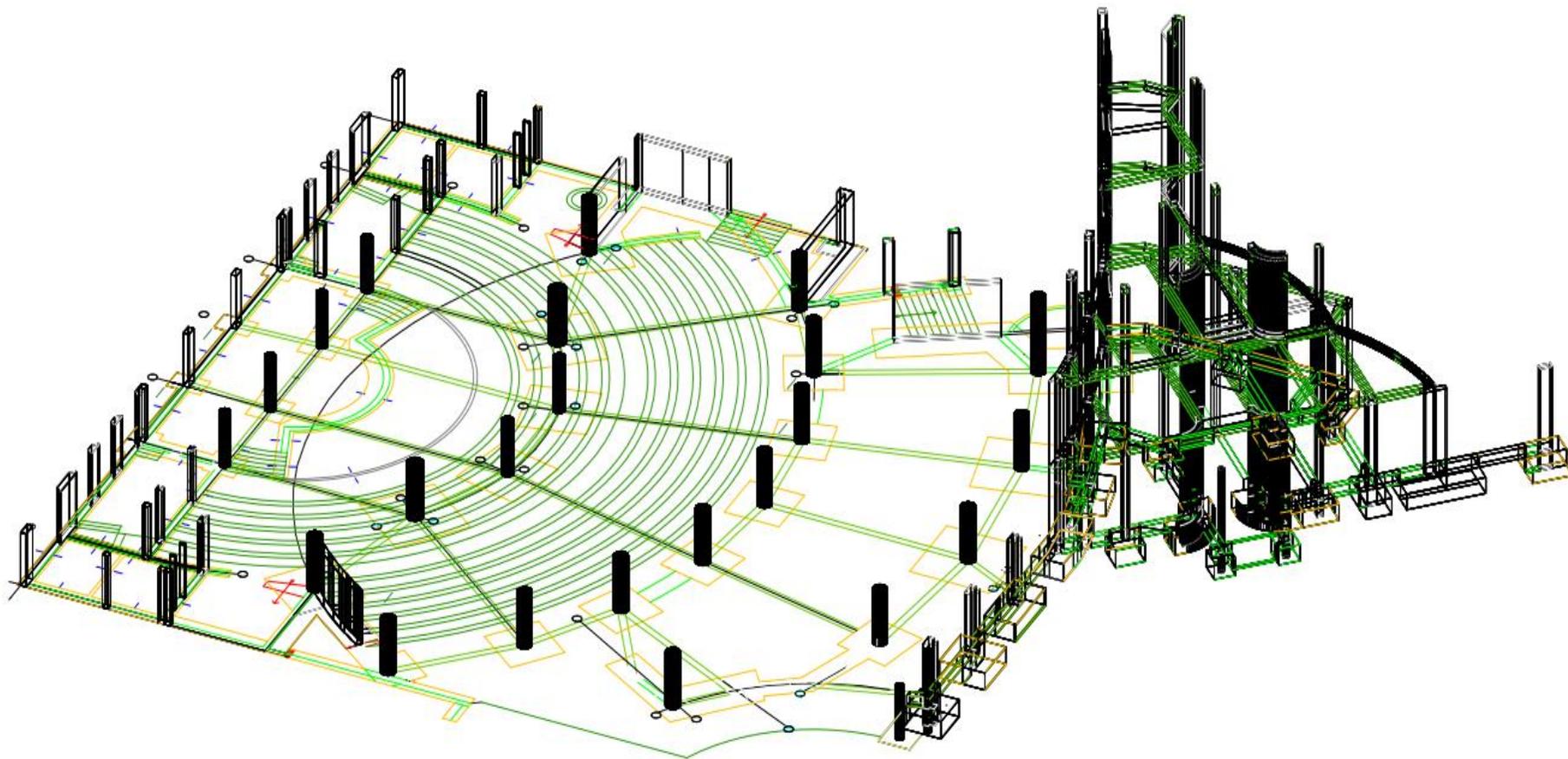
- Plano de áreas y perímetro

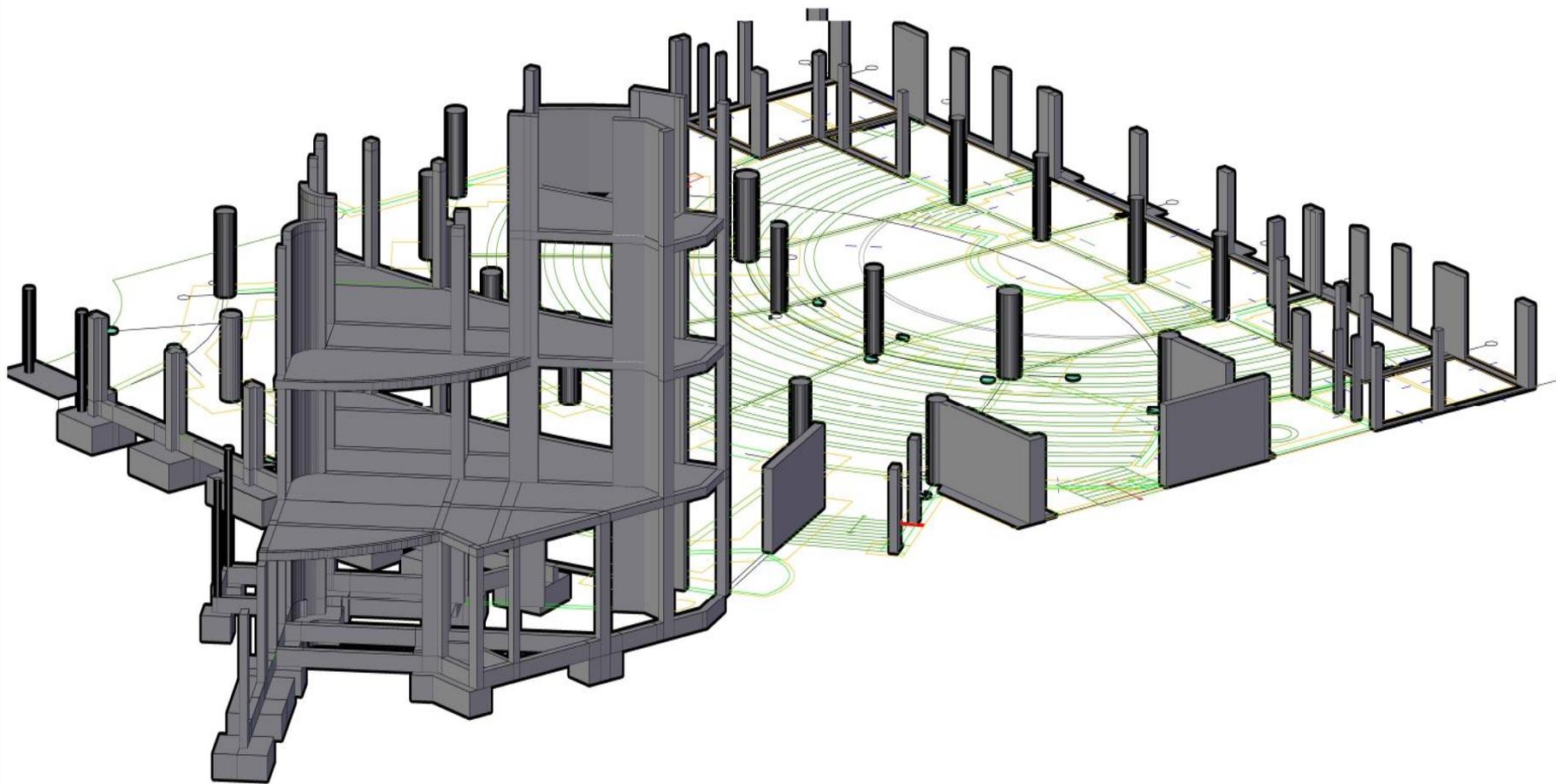


VERTICE	LADO	DISTANCIA	ANG. INTERNO	ESTE (X)	NORTE (Y)
A	A-B	56.80	89°10'38"	534858.2253	9459928.1004
B	B-C	99.55	88°44'54"	534896.2930	9459885.9449
C	C-D	44.95	89°11'16"	534820.9697	9459820.8557
D	D-E	23.90	92°9'59"	534792.0665	9459855.2811
E	E-F	4.85	88°13'25"	534809.7766	9459871.3299
F	F-G	2.85	269°24'25"	534812.9204	9459867.6368
G	G-H	13.60	272°14'27"	534815.1096	9459869.4616
H	H-A	71.30	90°51'5"	534805.9998	9459879.5598
TOTAL		317.80	1079°59'59"		

Suma de ángulos (real) = 1080°00'00"
 Error acumulado = -00°00'01"

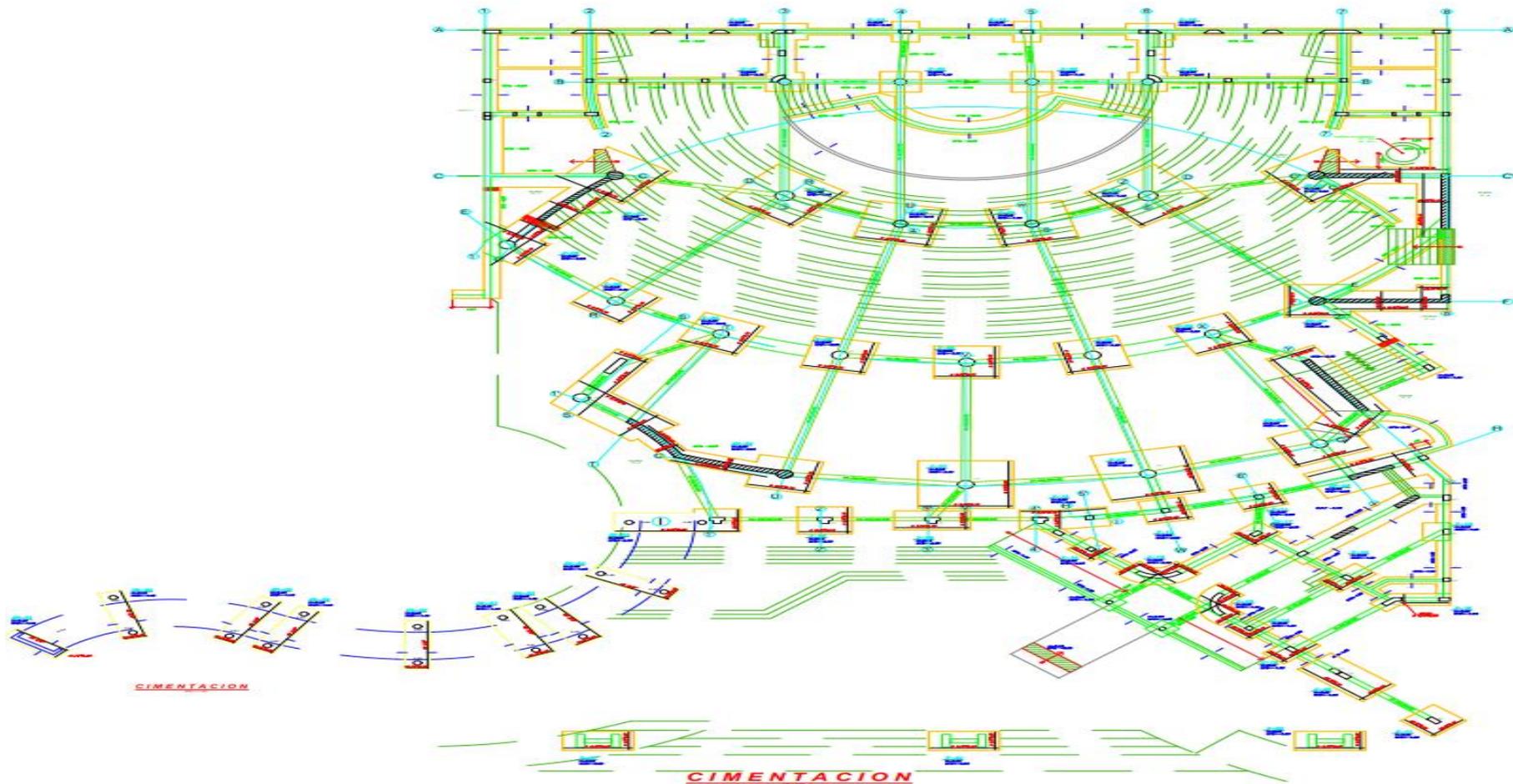
- Planos 3D centro de convenciones Sullana.



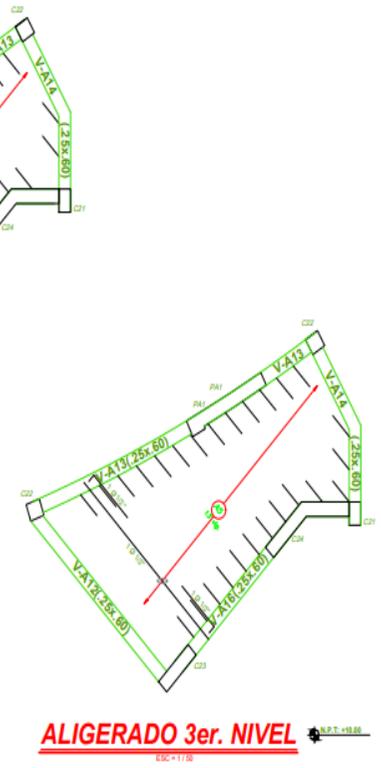
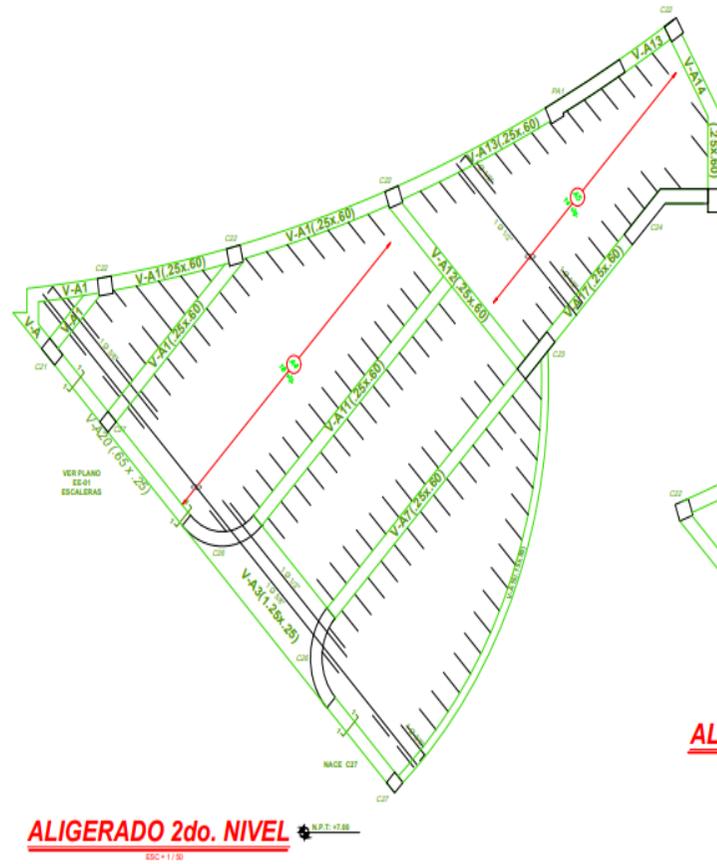


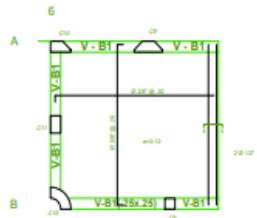
- Planos estructurales centro de convenciones Sullana.

✓ Plano de cimentación

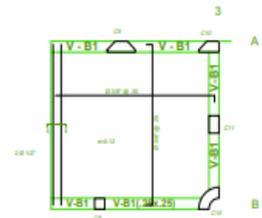


✓ Plano de aligerado

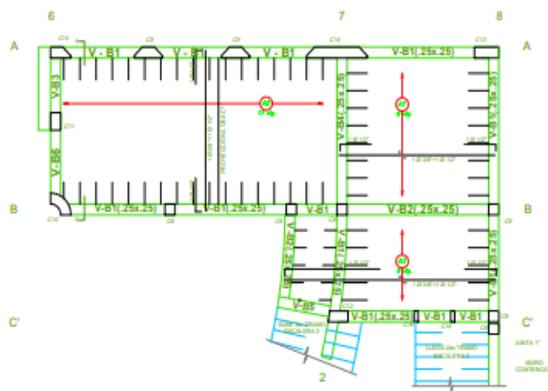




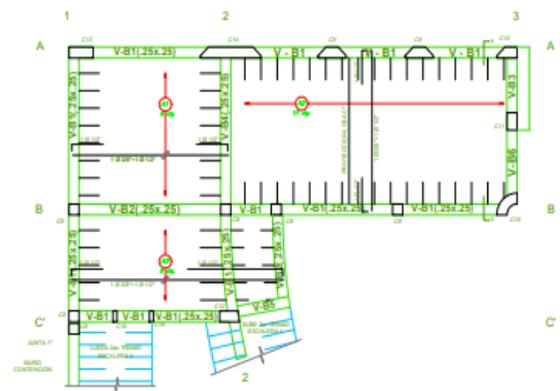
LOZA MEZANINE B-1 (h= 0.12)
EBC-1118



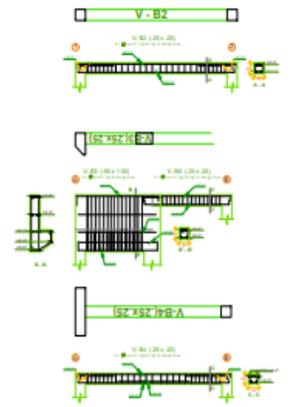
LOZA MEZANINE B-2 (h= 0.12)
EBC-1118



ALIGERADO S.H y CAMERINOS (MUJERES)
EBC-1118



ALIGERADO S.H y CAMERINOS (HOMBRES)
EBC-1118



Barra	Diámetro	Longitud	Uso
V-B1	25	2.80	As
V-B1(25x25)	25	2.80	As
V-B2	25	1.80	As

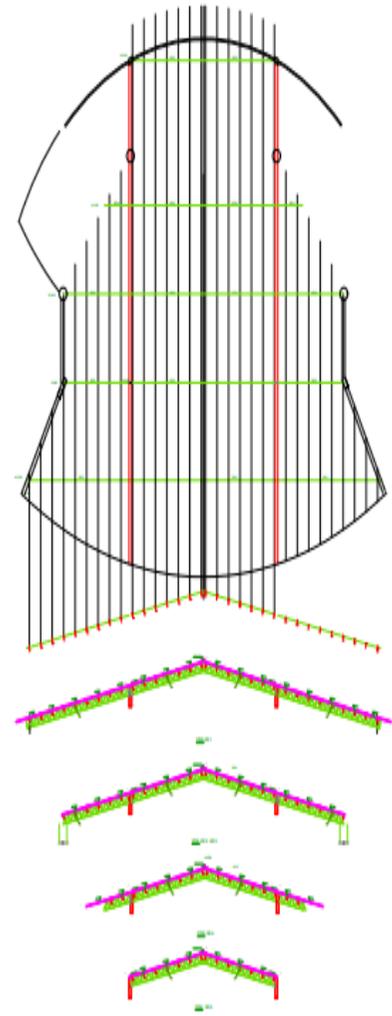
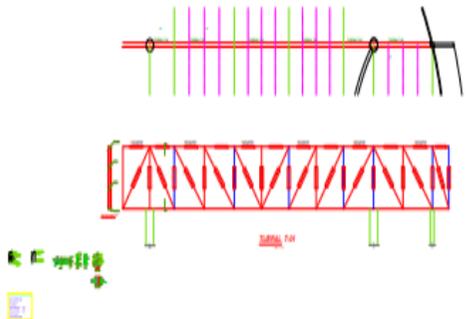
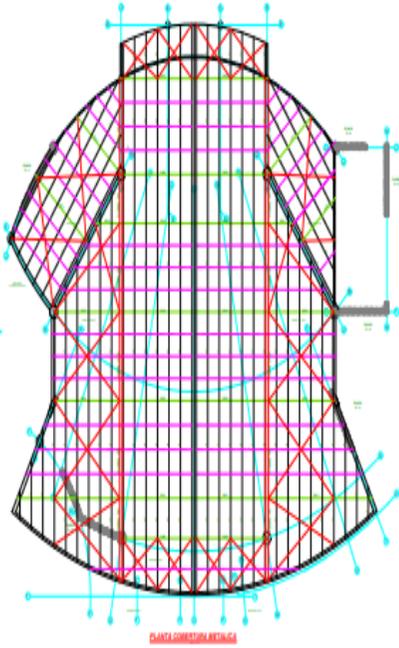
Barra	Diámetro	Longitud	Uso
V-B1	25	2.80	As
V-B1(25x25)	25	2.80	As
V-B2	25	1.80	As

Barra	Diámetro	Longitud	Uso
V-B1	25	2.80	As
V-B1(25x25)	25	2.80	As
V-B2	25	1.80	As



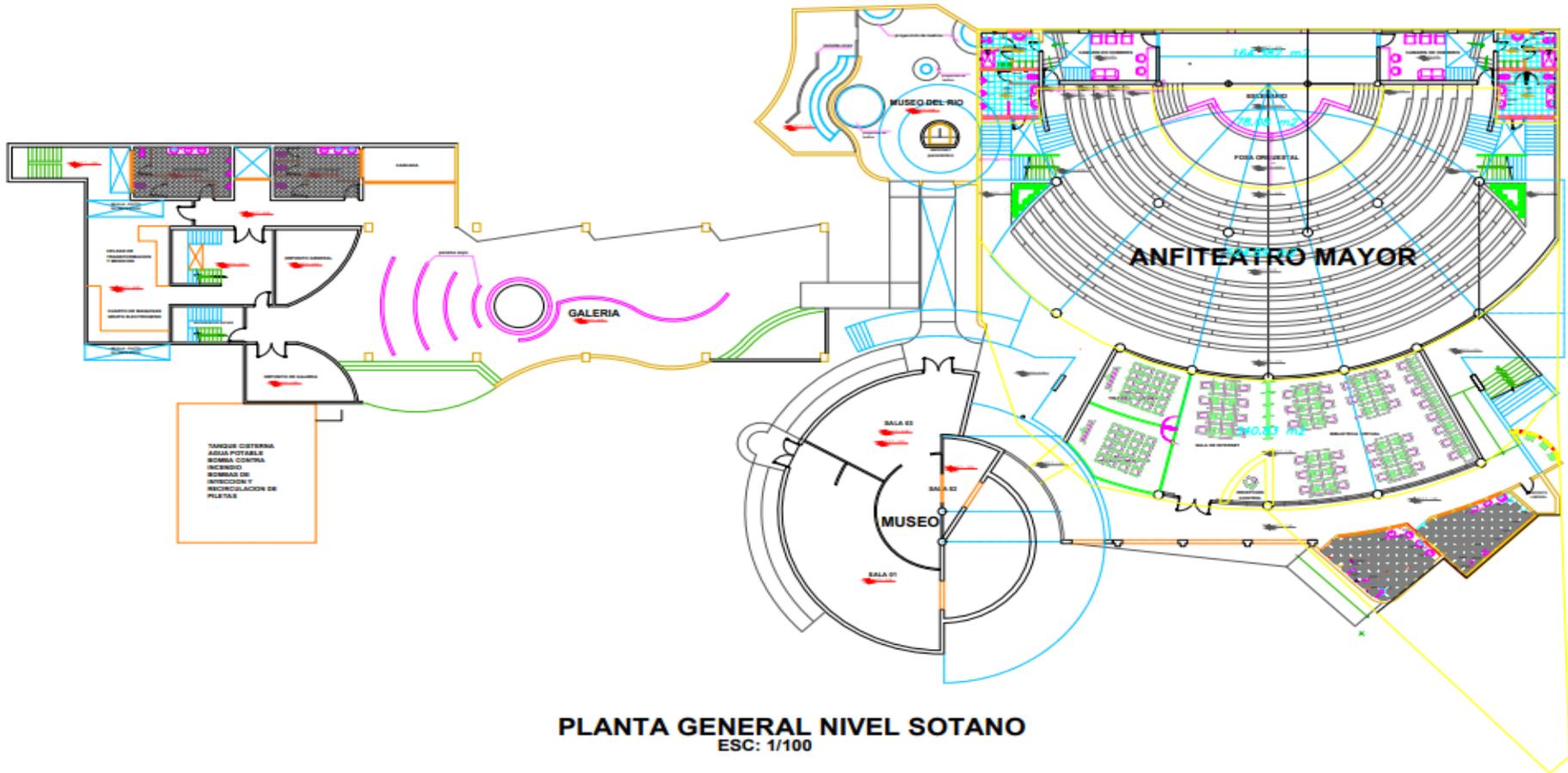
Barra	Diámetro	Longitud	Uso
V-B1	25	2.80	As
V-B1(25x25)	25	2.80	As
V-B2	25	1.80	As

✓ Planos de estructuras metálicas

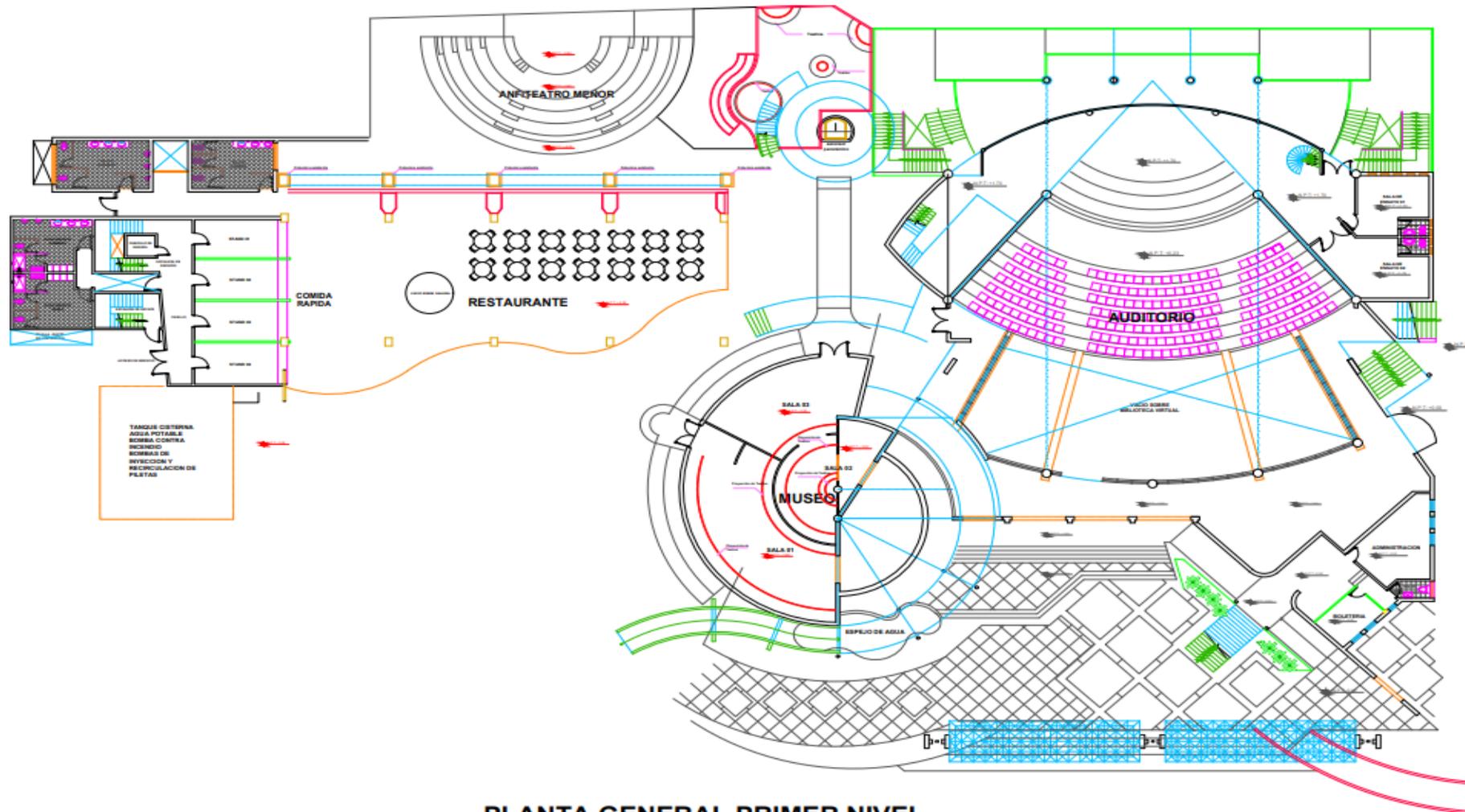


- Planos arquitectónicos del centro de convenciones Sullana.

✓ Planta general nivel sótano

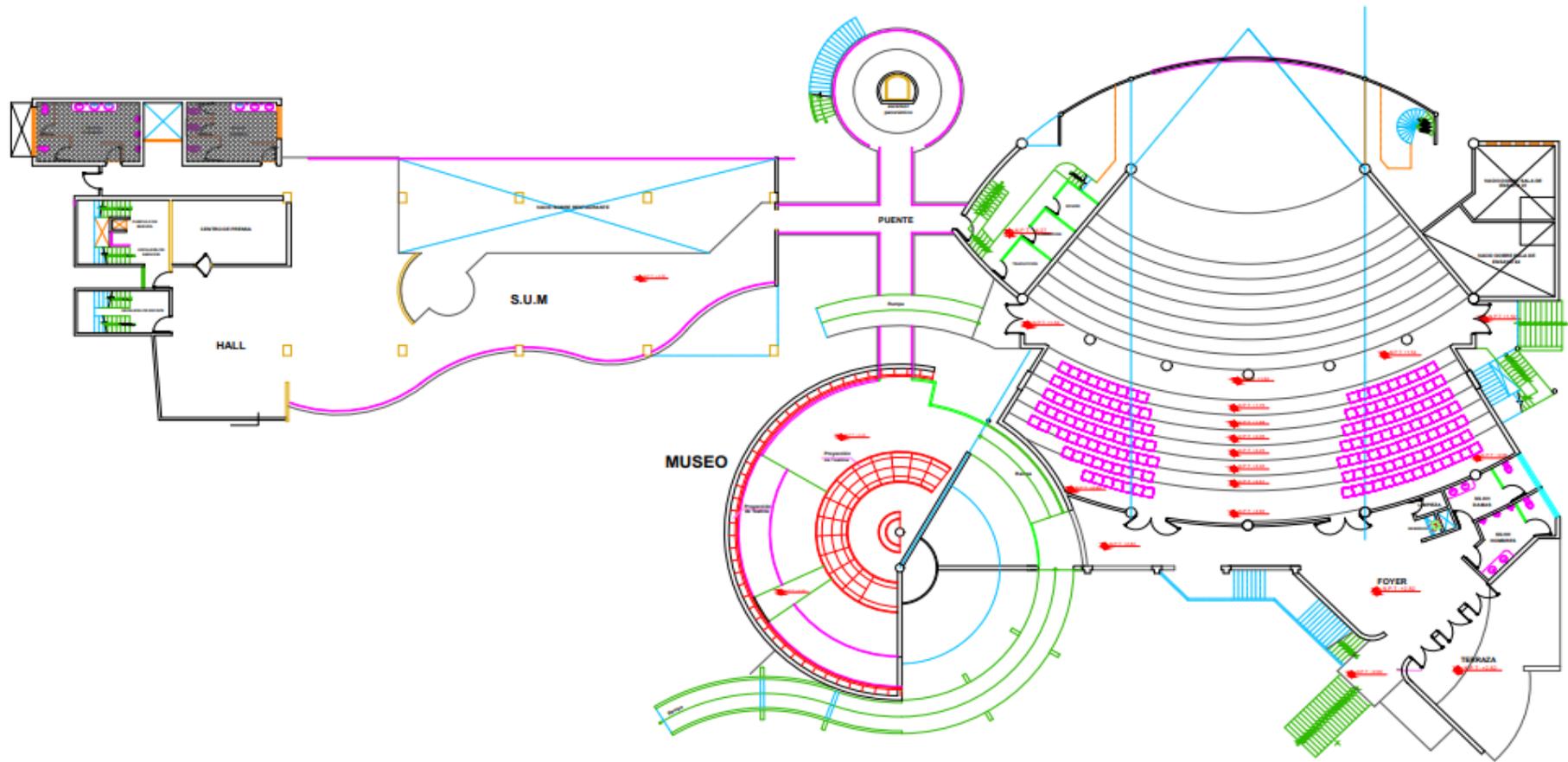


✓ Planta general primer nivel



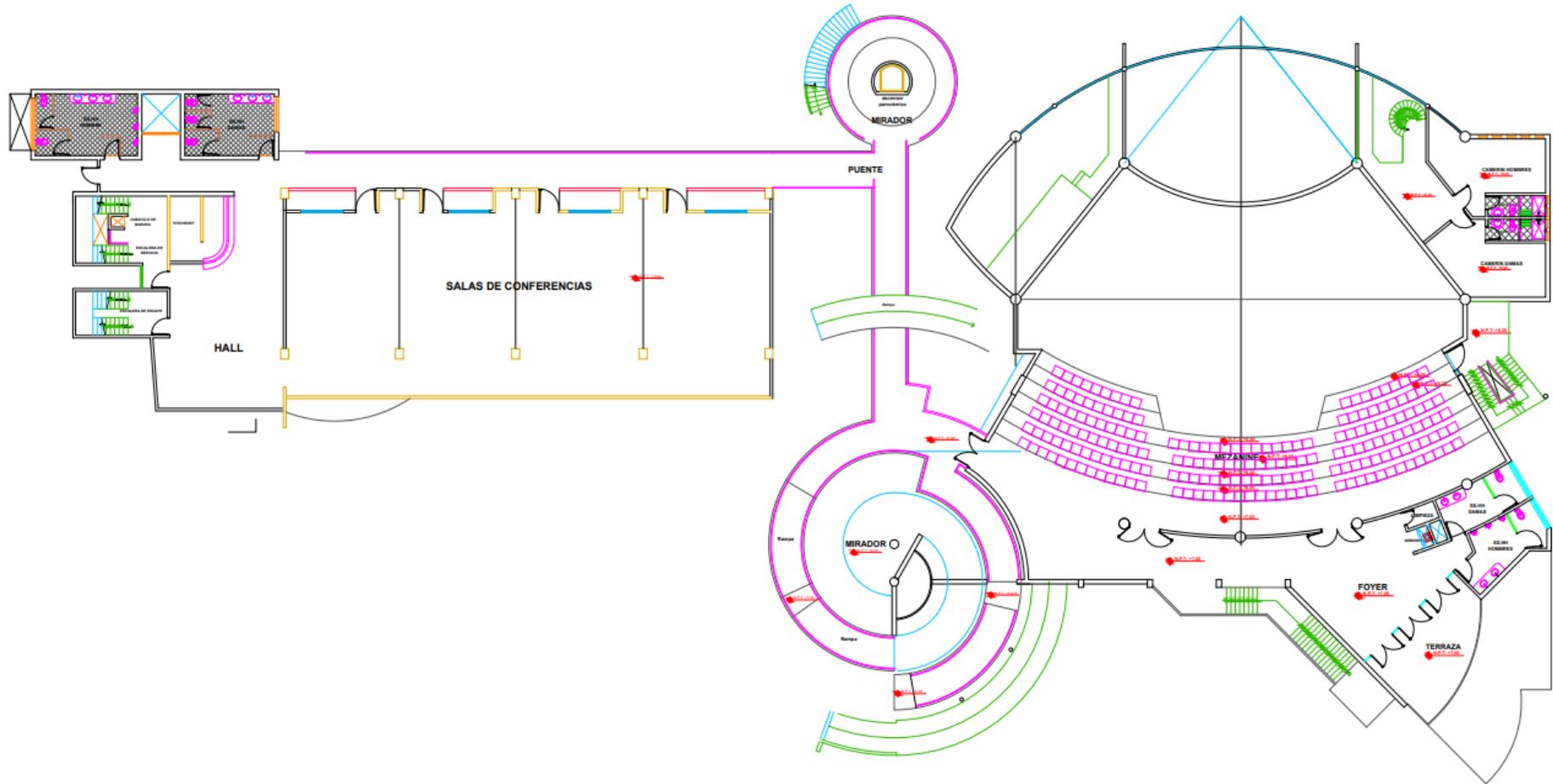
PLANTA GENERAL PRIMER NIVEL
ESC: 1/100

✓ Planta general segundo nivel



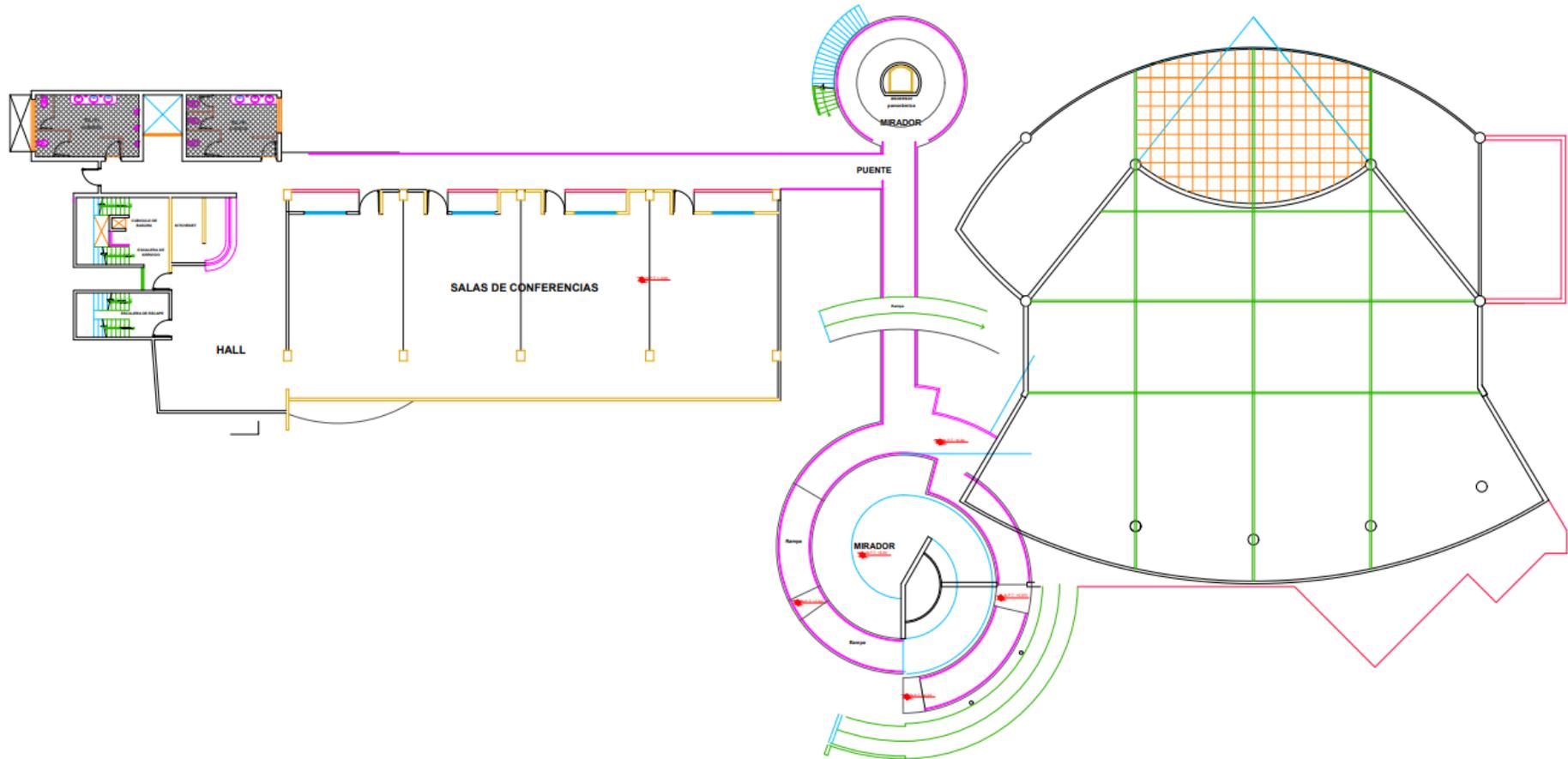
PLANTA GENERAL SEGUNDO NIVEL
ESC: 1/100

✓ Planta general tercer nivel



PLANTA GENERAL TERCER NIVEL
ESC: 1/100

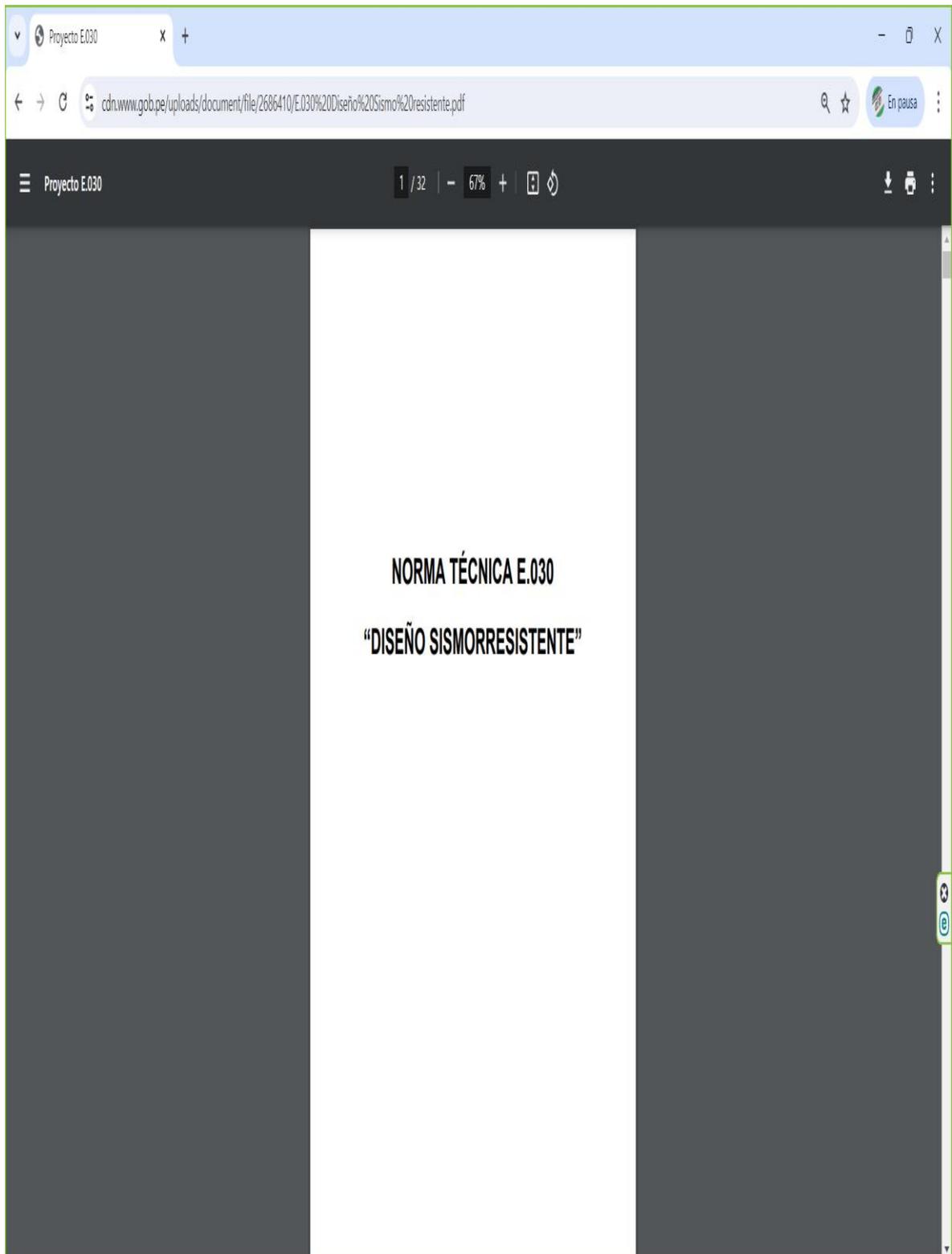
✓ Planta general cuarto nivel



PLANTA GENERAL CUARTO NIVEL
ESC: 1/100

Anexo 9: Normas técnicas

- Norma técnica E.030



- Norma FEMA 440

× +

lf

1 / 392 | - 67% + |  



Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures

FEMA 440

June 2005

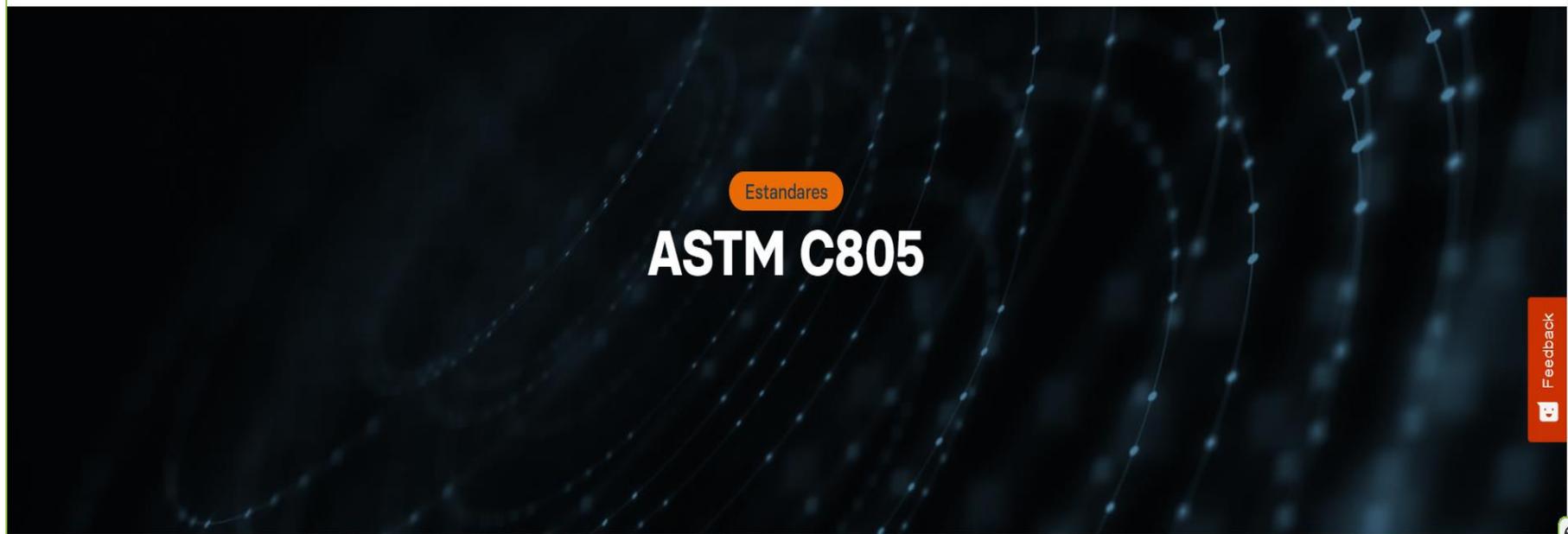
 **FEMA**

 **nehrp**



1 17°C
Despejac

- Norma ASTM C805



ASTM C805 - Método de prueba estándar para el número de rebote de concreto endurecido.

.

Anexo 10: Ensayo de laboratorio



CONSULTGEOPAV SAC
RUC: 20602407021
Sistema Integral
de Geotecnia
Suelos y Pavimentos

Tel: 073-501000 Cel: 979199772 Movistar - Cel: 986279811 Claro
Direccion : Calle Arequipa # 308 Bellavista - Sullana - Piura
Email: geopav_mcastro@hotmail.com - junior_castro@hotmail.com onsultgeopav@gr



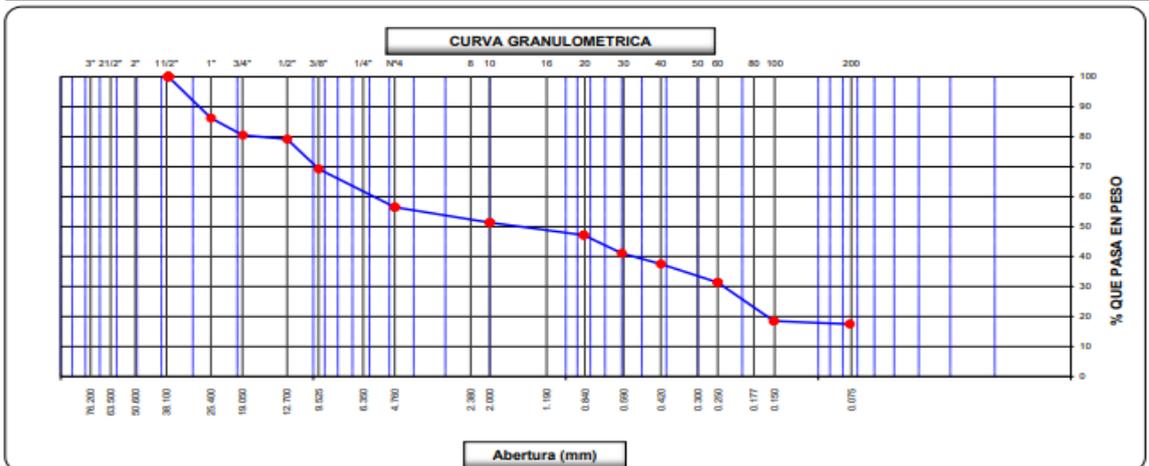
CERTIFICADO N° 00130406
Resolución N° 013368-2021/DSO



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

TESIS : EVALUACION Y DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS PUSHOVER Y METODOS CONVENCIONALES DEL CENTRO DE CONVENCIONES SULLANA, PIURA -2024
ING. RESP. : R.C.A.
TECNICO : M.C.G.
CALICATA : C-1
REALIZADO POR : E.C.G.
MUESTRA : M-1
FECHA : May-24
SOLICITA : Torres Flores Alexander Ivan
N° ENSAYO : C-LAB-1

Tamices ASTM	Abertura (mm)	Peso Retenido	Retenido Parcial	Retenido Acumulado	Porcentaje que Pasa	Material sin Especificacion	Descripcion
5"	127.000						1. Peso de Material
4"	101.600						Peso Inicial Total (kg) <u>7.000.0</u>
3"	73.000						Peso Fraccion Fina Para Lavar (gr) <u>500.0</u>
2 1/2"	60.300						2. Caracteristicas
2"	50.800						Tamaño Maximo <u>1 1/2"</u>
1 1/2"	37.500				100.0		Tamaño Maximo Nominal <u>1"</u>
1"	25.400	965.0	13.8	13.8	86.2		Grava (%) <u>43.5</u>
3/4"	19.000	400.0	5.7	19.5	80.5		Arena (%) <u>39.0</u>
1/2"	12.700	95.0	1.4	20.9	79.1		Finos (%) <u>17.5</u>
3/8"	9.520	695.0	9.9	30.8	69.2		Modulo de Fineza (%)
1/4"	6.350						3. Clasificación del Material según Geología y Geotécnica y Pavimentos MTC.
N° 4	4.750	891.0	12.7	43.5	56.5		Limite Liquido (%) <u>27</u>
N° 8	2.360						Limite Plastico (%) <u>20</u>
N° 10	2.000	45.5	5.1	48.7	51.3		Indice de Plasticidad (%) <u>7</u>
N° 16	1.190						Clasificación según Indice de plasticidad: <u>Baja</u>
N° 20	0.850	36.8	4.2	52.8	47.2		<u>Suelos arcillosos</u>
N° 30	0.600	53.8	6.1	58.9	41.1		<u>GM-GC</u>
N° 40	0.420	31.8	3.6	62.5	37.5		Clasificación AASHTO <u>A-2-4 (0)</u>
N° 50	0.300						Clasificación SUCS <u>Muy bueno</u>
N° 60	0.250	54.0	6.1	68.6	31.4		Clasificación AASHTO
N° 80	0.180						Clasificación por Indice de Grupo:
N° 100	0.150	114.0	12.9	81.5	18.5		Categoría Subrasante
N° 200	0.075	9.3	1.1	82.5	17.5		
Pasante		154.8	17.5	100.0			




Mario Castro Gallo
 TECNICO DE SUELOS
 SENCICO CO 015 01


ROBERTO ELIAS CASTRO AGUIRRE
 JEFE DE LABORATORIO
 INGENIERO CIVIL
 CONSULTGEOPAV S.A.C. Reg. CIP N° 9507



CONSULTGEOPAV SAC
 RUC: 20602407021
 Sistema Integral
 de Geotecnia
 Suelos y Pavimentos

Tel: 073-501000 Cel: 979199772 Movistar - Cel: 986279811 Claro
 Direccion : Calle Arequipa # 308 Bellavista - Sullana - Piura
 Email: geopav_mcastro@hotmail.com - junior_castro@hotmail.com onsultgeopav@gmail



CERTIFICADO N° 00130406
 Resolución N° 013368-2021/DSD



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS

LIMITES DE CONSISTENCIA

(MTC E-110,111 / ASTM D-4318 / AASHTO T-90, T-99)

TESIS	: EVALUACION Y DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS PUSHOVER Y METODOS CONVENCIONALES DEL CENTRO DE CONVENCIONES SULLANA, PIURA -2024	ING. RESP.	: R.C.A.
CALICATA	: C-1	TÉCNICO	: M.C.G.
MUESTRA	: M-1	REALIZADO POR	: E.C.G.
SOLICITA	: Torres Flores Alexander Ivan	FECHA	: May-24
		N° ENSAYO	: C-LAB-1

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO

N° de Tarro		2	6	8	
Peso de Tarro + Suelo Humedo	gr.	19.50	19.30	16.08	
Peso de Tarro + Suelo Seco	gr.	16.22	16.14	13.66	
Peso de Tarro	gr.	5.01	4.77	4.58	
Peso de Agua	gr.	3.28	3.16	2.42	
Peso del Suelo Seco	gr.	11.21	11.37	9.08	Limite Liquido
Contenido de Humedad	%	29.26	27.79	26.65	27
Numero de Golpes		15	23	31	

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD

N° de Tarro		7	3	
Peso de Tarro + Suelo Humedo	gr.	21.51	21.29	
Peso de Tarro + Suelo seco	gr.	20.22	20.11	
Peso de Tarro	gr.	13.70	14.00	
Peso de Agua	gr.	1.29	1.18	
Peso de Suelo seco	gr.	6.52	6.11	Limite Plastico
Contenido de Humedad	%	19.79	19.31	20



Constantes Fisicas de la Muestra	
Limite Liquido	27
Limite Plastico	20
Indice de Plasticidad	7

Observaciones

Pasante Tamiz N° 40

Miguel Castro Gallo
 MIGUEL CASTRO GALLO
 TECNICO DE SUELOS
 SENGICO COBISOTI
 01-00000000

Roberto Elías Castro Aguirre
 ROBERTO ELIAS CASTRO AGUIRRE
 JEFE DE LABORATORIO
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 9907
 CONSULTGEOPAV S.A.



CONSULTGEOPAV SAC
 RUC: 20602407021
 Sistema Integral
 de Geotecnia
 Suelos y Pavimentos

Tel: 073-501000 Cel: 979199772 Movistar - Cel: 986279811 Claro
 Dirección : Calle Arequipa # 305 Bellavista - Sullana - Piura
 Email: geopav_mcastro@hotmail.com - junior_castro@hotmail.com consultgeopav@gmail



CERTIFICADO N° 00130406
 Resolución N° 013360-2021/DSD



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS

CONTENIDO DE HUMEDAD

(MTC E-108 / ASTM D-2216)

TESIS	: EVALUACION Y DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS PUSHOVER Y METODOS CONVENCIONALES DEL CENTRO DE CONVENCIONES SULLANA, PIURA -2024	ING. RESP.	: R.C.A.
CALICATA	: C-1	TÉCNICO	: M.C.G.
MUESTRA	: M-1	REALIZADO POR	: E.C.G.
SOLICITA	: Torres Flores Alexander Ivan	FECHA	: May-24
		N° ENSAYO	: C-LAB-1

1. Contenido de Humedad Muestra Integral :

Descripción	1	2
Peso de tara (gr)		
Peso de la tara + muestra húmeda (gr)	500.0	
Peso de la tara + muestra seca (gr)	470.8	
Peso del agua contenida (gr)	29.2	
Peso de la muestra seca (gr)	470.8	
Contenido de Humedad (%)	6.2	
Contenido de Humedad Promedio (%)	6.2	


 Manuel Castro Gallo
 TÉCNICO DE SUELOS
 CANTON COBIPOL
 21.000000


 ROBERTO ELÍAS CASTRO AGUIRRE
 JEFE DE LABORATORIO
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 8807
 CONSULTGEOPAV S.A.C.



CONSULTGEOPAV SAC
 RUC: 20602407021
 Sistema Integral
 de Geotecnia
 Suelos y Pavimentos

Tel: 073-501000 Cel: 979199772 Movistar - Cel: 986279811 Claro
 Direccion : Calle Arequipa # 308 Bellavista - Sullana - Piura
 Email: geopav_mcastro@hotmail.com - junior_castro@hotmail.com onsultgeopav@e



CERTIFICADO N° 00130406
 Resolución N° 013368-2021/DSO



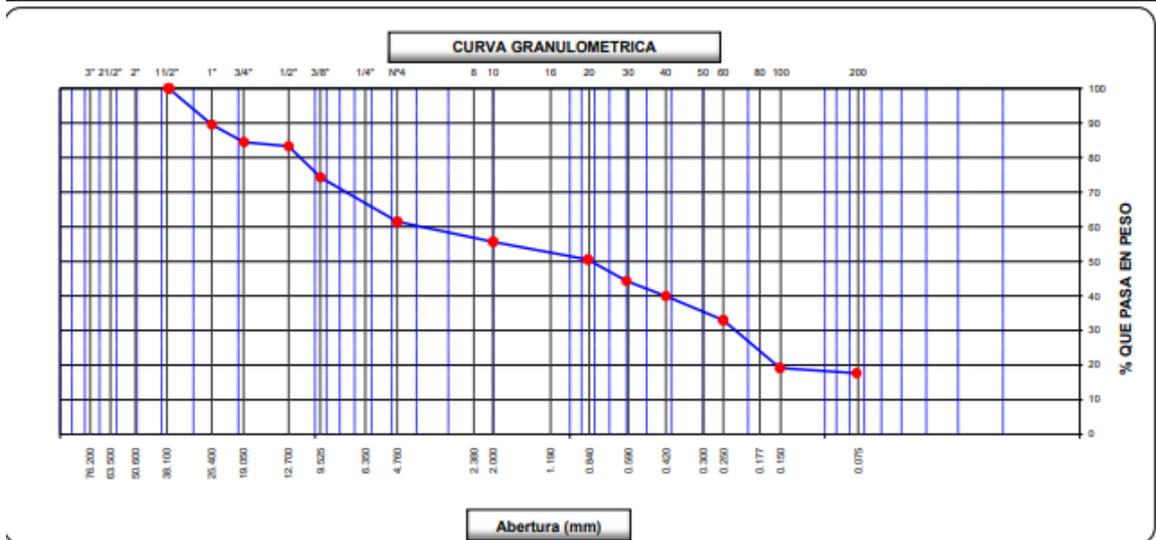
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

TESIS : EVALUACION Y DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS PUSHOVER Y METODOS CONVENCIONALES DEL CENTRO DE CONVENCIONES SULLANA, PIURA -2024

CALICATA : C-1
 MUESTRA : M-2
 SOLICITA : Tonnes Flores Alexander Ivan

ING. RESP. : R.C.A.
 TÉCNICO : M.C.G.
 REALIZADO POR : E.C.G.
 FECHA : May-24
 N° ENSAYO : C-LAB-1

Tamices ASTM	Abertura (mm)	Peso Retenido	Retenido Parcial	Retenido Acumulado	Porcentaje que Pasa	Material sin Especificacion	Descripcion
5"	127.000						1. Peso de Material
4"	101.600						Peso Inicial Total (kg) <u>9,571.0</u>
3"	73.000						Peso Fraccion Fina Para Lavar (gr) <u>500.0</u>
2 1/2"	60.300						2. Caracteristicas
2"	50.800						Tamaño Maximo <u>1 1/2"</u>
1 1/2"	37.500				100.0		Tamaño Maximo Nominal <u>1"</u>
1"	25.400	1,001.0	10.5	10.5	89.5		Grava (%) <u>38.5</u>
3/4"	19.000	487.0	5.1	15.6	84.5		Arena (%) <u>43.8</u>
1/2"	12.700	110.3	1.2	16.7	83.3		Finos (%) <u>17.7</u>
3/8"	9.520	865.0	9.0	25.7	74.3		Modulo de Fineza (%)
1/4"	6.350						3. Clasificación del Material según Geología y Geotécnica y Pavimentos
N° 4	4.750	1,222.0	12.8	38.5	61.5		MTC.
N° 8	2.360						Limite Liquido (%) <u>26</u>
N° 10	2.000	47.8	5.9	44.4	55.6		Limite Plastico (%) <u>21</u>
N° 16	1.190						Indice de Plasticidad (%) <u>5</u>
N° 20	0.850	41.4	5.1	49.5	50.5		Clasificación según Indice de plasticidad: Baja
N° 30	0.600	60.5	6.2	55.7	44.3		Suelos arcillosos
N° 40	0.420	36.1	4.3	60.0	40.0		SM-SC
N° 50	0.300						Clasificación SUCS A-1-b (0)
N° 60	0.250	56.8	7.0	67.0	33.0		Clasificación AASHTO Muy bueno
N° 80	0.180						Clasificación por Indice de Grupo:
N° 100	0.150	112.5	13.8	80.8	19.2		Categoría Subrasante
N° 200	0.075	12.1	1.5	82.3	17.7		
Pasante		143.8	17.7	100.0			



Marcos Castro Gallo
Marcos Castro Gallo
 TÉCNICO EN SUELOS
 CENSOGE CÓDIGO 21-0000-02

Roberto Elías Castro Aguilar
ROBERTO ELÍAS CASTRO AGUILAR
 JEFE DE LABORATORIO
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 5557



CONSULTGEOPAV SAC
 RUC: 20602407021
 Sistema Integral
 de Geotecnia
 Suelos y Pavimentos

Tel: 073-501000 Cel: 979199772 Movistar - Cel: 986279811 Claro
 Dirección : Calle Arequipa # 308 Bellavista - Sullana - Piura
 Email: geopav_mcastro@hotmail.com - junior_castro@hotmail.com onsultgeopav@gmail



Indecopi
 CERTIFICADO N° 00130406
 Resolución N° 013368-2021/DSD



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS

LIMITES DE CONSISTENCIA

(MTC E-110,111 / ASTM D-4318 / AASHTO T-90, T-89)

TESIS	: EVALUACION Y DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS PUSHOVER Y METODOS CONVENCIONALES DEL CENTRO DE CONVENCIONES SULLANA, PIURA -2024	ING. RESP.	: R.C.A.
CALICATA	: C-1	TÉCNICO	: M.C.G.
MUESTRA	: M-2	REALIZADO POR	: E.C.G.
SOLICITA	: Torres Flores Alexander Ivan	FECHA	: May-24
		N° ENSAYO	: C-LAB-1

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO

N° de Tarro		10	12	14	
Peso de Tarro + Suelo Humedo	gf.	19.50	19.30	16.08	
Peso de Tarro + Suelo Seco	gf.	16.38	16.24	13.75	
Peso de Tarro	gf.	5.01	4.77	4.58	
Peso de Agua	gf.	3.12	3.06	2.33	
Peso del Suelo Seco	gf.	11.37	11.47	9.17	Limite Liquido
Contenido de Humedad	%	27.44	26.88	25.41	26
Numero de Golpes		16	22	32	

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD

N° de Tarro		7	3	
Peso de Tarro + Suelo Humedo	gf.	21.51	21.29	
Peso de Tarro + Suelo seco	gf.	20.11	20.02	
Peso de Tarro	gf.	13.70	14.00	
Peso de Agua	gf.	1.40	1.27	
Peso de Suelo seco	gf.	6.41	6.02	Limite Plastico
Contenido de Humedad	%	21.84	21.10	21



(Signature)
 Marco Castro Gallo
 TECNICO DE SUELOS
 21-669045

(Signature)
 ROBERTO ELIAS CASTRO AGUIAR
 JEFE DE LABORATORIO
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 5107

 <p>CONSULTGEOPAV SAC RUC: 20602407021 Sistema Integral de Geotecnia Suelos y Pavimentos</p> <p>Tel: 073-501000 Cel: 979199772 Movistar - Cel: 986279811 Claro Direccion : Calle Arequipa # 308 Bellavista - Sullana - Piura Email: geopav_mcastro@hotmail.com - junior_castro@hotmail.com onsultgeopav@gmail</p>		 <p>CERTIFICADO N° 00130406 Resolución N° 013368-2021/D50</p> 	
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS			
CONTENIDO DE HUMEDAD (MTC E-108 / ASTM D-2216)			
TESIS	: EVALUACION Y DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS PUSHOVER Y METODOS CONVENCIONALES DEL CENTRO DE CONVENCIONES SULLANA, PIURA -2024		
CALICATA	: C-1	ING. RESP.	: R.C.A.
MUESTRA	: M-2	TÉCNICO	: M.C.G.
SOLICITA	: Torres Flores Alexander Ivan	REALIZADO POR	: E.C.G.
		FECHA	: May-24
		N° ENSAYO	: C-LAB-1

1. Contenido de Humedad Muestra Integral :

Descripcion	1	2
Peso de tara (gr)		
Peso de la tara + muestra húmeda (gr)	500.0	
Peso de la tara + muestra seca (gr)	475.2	
Peso del agua contenida (gr)	24.8	
Peso de la muestra seca (gr)	475.2	
Contenido de Humedad (%)	5.2	
Contenido de Humedad Promedio (%)	5.2	


 Manuel Castro Gallo
 TECNICO DE SUELOS
 CENGACC CÓDIGO:
 214330-05


 ROBERTO ELÍAS CASTRO AGUIRRE
 JEFE DE LABORATORIO
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 8907



CONSULTGEOPAV SAC

RUC: 20602407021

Sistema Integral

de Geotecnia

Suelos y Pavimentos

Tel: 073-501000 Cel: 979199772 Movistar - Cel: 986279811 Claro
 Direccion : Calle Arequipa # 308 Bellavista - Sullana - Piura
 Email: geopav_mcastro@hotmail.com - junior_castro@hotmail.com onstultgeopav@gmail



CERTIFICADO N° 00130406

Resolución N° 013368-2021/DSD



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS

RELACION DENSIDAD/HUMEDAD (PROCTOR)

(MTC E-115, E 116 / ASTM D-1557, D 698 / AASHTO T-180)

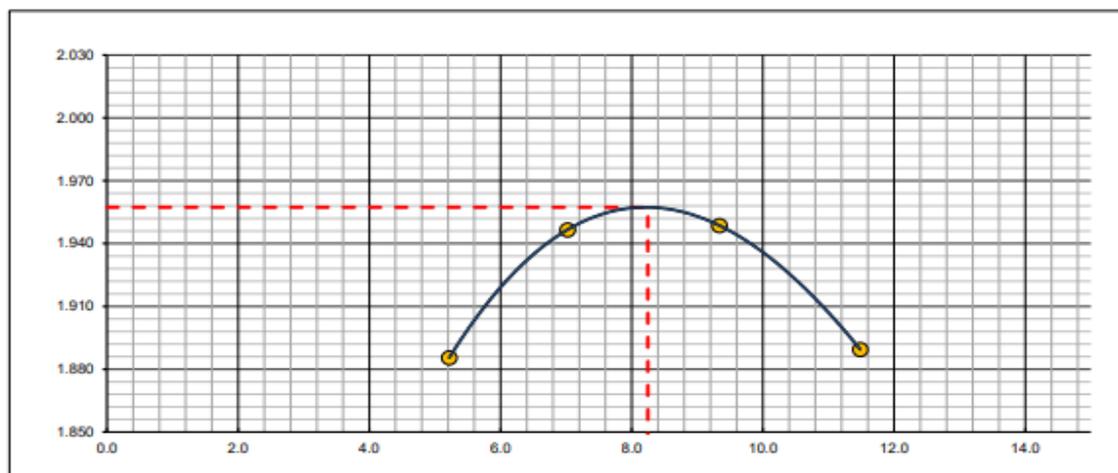
TESIS	: EVALUACION Y DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS PUSHOVER Y METODOS CONVENCIONALES DEL CENTRO DE CONVENCIONES SULLANA, PIURA -2024	ING. RESP.	: R.C.A.
CALICATA	: C-1	TÉCNICO	: M.C.G.
MUESTRA	: M-2	REALIZADO POR	: E.C.G.
SOLICITA	: Torres Flores Alexander Ivan	FECHA	: May-24
		N° ENSAYO	: C-LAB-1

Molde N° 1	Diametro Molde	4"			6"			Volumen Molde	2114	m3.	N° de capas	5
	Metodo	A	B	C	Peso Molde	6350	gr.	N° de golpes	56 GIp			
NUMERO DE ENSAYOS					1	2	3	4				
Peso Suelo + Molde	gr.				10,544	10,754	10,854	10,803				
Peso Suelo Humedo Compactado	gr.				4,194	4,404	4,504	4,453				
Peso Volumetrico Humedo	gr.				1,984	2,083	2,131	2,106				
Recipiente Numero					-	-	-	-				
Peso Suelo Humedo + Tara	gr.				500.0	500.0	500.0	500.0				
Peso Suelo Seco + Tara	gr.				475.2	467.2	457.3	448.5				
Peso de la Tara	gr.											
Peso del agua	gr.				24.8	32.8	42.7	51.5				
Peso del suelo seco	gr.				475	467	457	449				
Contenido de agua	%				5.2	7.0	9.3	11.5				
Densidad Seca	gr/cc				1.886	1.947	1.949	1.889				

RESULTADOS

Densidad Máxima Seca	1.957	(gr/cm3)	Humedad óptima	8.2	%
Densidad Máxima Seca Corregida		(gr/cm3)	Humedad óptima		%

RELACION HUMEDAD - DENSIDAD SECA



OBSERVACIONES :

 Marco Castro Gallo TÉCNICO DE SUELOS SANCION CODIGO: 21-00000	 ROBERTO ELÍAS CASTRO AGUIRRE JEFE DE LABORATORIO INGENIERO CIVIL SANCION CODIGO: 21-00000
---	--



CONSULTGEOPAV SAC

RUC: 20602407021
Sistema Integral
de Geotecnia
Suelos y Pavimentos

Tel: 073-501000 Cel: 979199772 Movistar - Cel: 986279811 Claro
Direccion : Calle Arequipa # 308 Bellavista - Sullana - Piura
Email: geopav_mcastro@hotmail.com - junior_castro@hotmail.com onstultgeopav@g



CERTIFICADO N° 00130406
Resolución N° 013368-2021/DSD



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

TESIS : EVALUACION Y DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS PUSHOVER Y METODOS CONVENCIONALES DEL CENTRO DE CONVENCIONES SULLANA, PIURA -2024

CALICATA : C-2

MUESTRA : M-1

SOLICITA : Torres Flores Alexander Ivan

ING. RESP. : R.C.A.

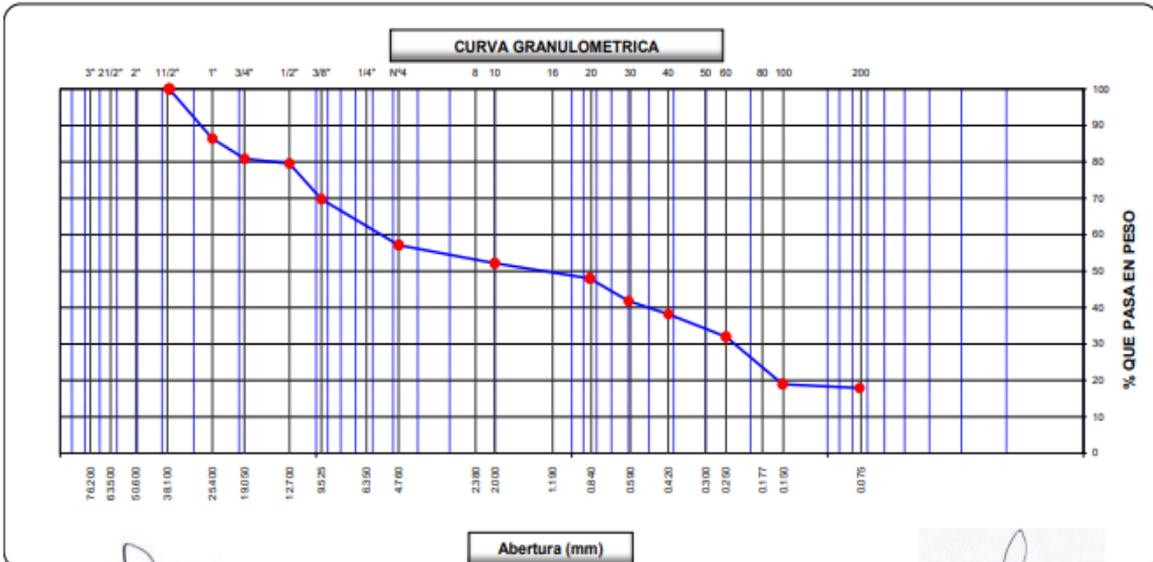
TÉCNICO : M.C.G.

REALIZADO POR : E.C.G.

FECHA : May-24

N° ENSAYO : C-LAB-2

Tamices ASTM	Abertura (mm)	Peso Retenido	Retenido Parcial	Retenido Acumulado	Porcentaje que Pasa	Material sin Especificación	Descripcion
5"	127.000						1. Peso de Material
4"	101.600						Peso Inicial Total (kg) <u>7,500.0</u>
3"	73.000						Peso Fraccion Fina Para Lavar (gr) <u>500.0</u>
2 1/2"	60.300						
2"	50.800						2. Características
1 1/2"	37.500				100.0		Tamaño Maximo <u>1 1/2"</u>
1"	25.400	1,021.0	13.6	13.6	86.4		Tamaño Maximo Nominal <u>1"</u>
3/4"	19.000	417.0	5.6	19.2	80.8		Grava (%) <u>42.9</u>
1/2"	12.700	97.0	1.3	20.5	79.5		Arena (%) <u>39.2</u>
3/8"	9.520	735.0	9.8	30.3	69.7		Finos (%) <u>17.9</u>
1/4"	6.350						Modulo de Fineza (%)
N° 4	4.750	945.0	12.6	42.9	57.1		3. Clasificación del Material según Geología y Geotécnica y Pavimentos MTC.
N° 8	2.360						Limite Liquido (%) <u>28</u>
N° 10	2.000	43.6	5.0	47.8	52.2		Limite Plastico (%) <u>20</u>
N° 16	1.190						Indice de Plasticidad (%) <u>8</u>
N° 20	0.850	36.8	4.2	52.1	48.0		Clasificación según Indice de plasticidad: Media
N° 30	0.600	53.8	6.2	58.2	41.8		Suelos arcillosos
N° 40	0.420	31.8	3.6	61.8	38.2		Clasificación SUCS <u>GC</u>
N° 50	0.300						Clasificación AASHTO <u>A-2-4 (0)</u>
N° 60	0.250	54.0	6.2	68.0	32.0		Clasificación por Indice de Grupo: Muy bueno
N° 80	0.180						Categoría Subrasante
N° 100	0.150	114.0	13.0	81.0	19.0		
N° 200	0.075	9.3	1.1	82.1	17.9		
Pasante		156.7	17.9	100.0			



(Signature)
Mariano Castro Gallo
TÉCNICO DE SUELOS
CENACE CODIGO
21.000.00

(Signature)
ROBERTO ELIAS CASTRO AGUIRRE
LABORATORIO
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 5577



CONSULTGEOPAV SAC
RUC: 20602407021
Sistema Integral
de Geotecnia
Suelos y Pavimentos

Tel: 073-501000 Cel: 979199772 Movistar - Cel: 986279811 Claro
Direccion : Calle Arequipa # 308 Bellavista - Sullana - Piura
Email: geopav_mcastro@hotmail.com - junior_castro@hotmail.com onultgeopav@gmail



CERTIFICADO N° 00130406
Resolución N° 013368-2021/DSD



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS

LIMITES DE CONSISTENCIA
(MTC E-110,111 / ASTM D-4318 / AASHTO T-90, T-89)

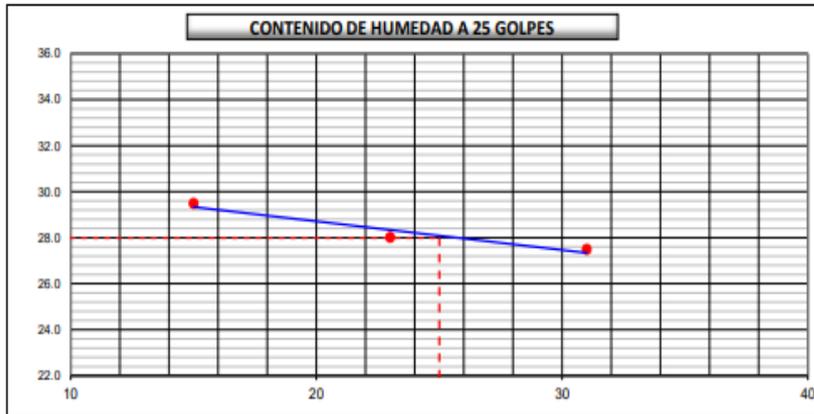
TESIS	: EVALUACION Y DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS PUSHOVER Y METODOS CONVENCIONALES DEL CENTRO DE CONVENCIONES SULLANA, PIURA -2024	ING. RESP.	: R.C.A.
CALICATA	: C-2	TÉCNICO	: M.C.G.
MUESTRA	: M-1	REALIZADO POR	: E.C.G.
SOLICITA	: Torres Flores Alexander Ivan	FECHA	: May-24
		N° ENSAYO	: C-LAB-2

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO

N° de Tarro		2	6	8	
Peso de Tarro + Suelo Humedo	gr.	19.50	19.30	16.08	
Peso de Tarro + Suelo Seco	gr.	16.20	16.12	13.60	
Peso de Tarro	gr.	5.01	4.77	4.58	
Peso de Agua	gr.	3.30	3.18	2.48	
Peso del Suelo Seco	gr.	11.19	11.35	9.02	Limite Liquido
Contenido de Humedad	%	29.49	28.02	27.49	28
Numero de Golpes		15	23	31	

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD

N° de Tarro		7	3	
Peso de Tarro + Suelo Humedo	gr.	21.51	21.29	
Peso de Tarro + Suelo seco	gr.	20.22	20.11	
Peso de Tarro	gr.	13.70	14.00	
Peso de Agua	gr.	1.29	1.18	
Peso de Suelo seco	gr.	6.52	6.11	Limite Plastico
Contenido de Humedad	%	19.79	19.31	20



Constantes Físicas de la Muestra	
Limite Liquido	28
Limite Plastico	20
Indice de Plasticidad	8
Observaciones	
Pasante Tamiz N° 40	


 Junior Castro Gallo
 TÉCNICO DE SERVICIO
 20000000


 ROBERTO ELÍAS CASTRO AGUILAR
 JEFE DE LABORATORIO
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 5577

 <p>CONSULTGEOPAV SAC RUC: 20502407021 Sistema Integral de Geotecnia Suelos y Pavimentos</p> <p>Tel: 078-501000 Cel: 979199772 Movistar - Cel: 986279811 Claro Direccion : Calle Arequipa # 308 Bellavista - Sullana - Piura Email: geopav_maestro@hotmail.com - junior_castro@hotmail.com consultgeopav@gmail</p>		 <p>Indecopi CERTIFICADO N° 00130406 Resolución N° 013368-2021/DSD</p> 	
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS			
CONTENIDO DE HUMEDAD (MTC E-108 / ASTM D-2216)			
TESIS	: EVALUACION Y DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS PUSHOVER Y METODOS CONVENCIONALES DEL CENTRO DE CONVENCIONES SULLANA, PIURA -2024	ING. RESP.	: R.C.A.
CALICATA	: C-2	TÉCNICO	: M.C.G.
MUESTRA	: M-1	REALIZADO POR	: E.C.G.
SOLICITA	: Torres Flores Alexander Ivan	FECHA	: May-24
		N° ENSAYO	: C-LAB-2

1. Contenido de Humedad Muestra Integral :

Descripcion	1	2
Peso de tara (gr)		
Peso de la tara + muestra húmeda (gr)	500.0	
Peso de la tara + muestra seca (gr)	472.6	
Peso del agua contenida (gr)	27.4	
Peso de la muestra seca (gr)	472.6	
Contenido de Humedad (%)	5.8	
Contenido de Humedad Promedio (%)	5.8	


Marco Castro Gallo
TECNICO DE SUELOS
CENCO CODIGO
PIURAS


ROBERTO ELÍAS CASTRO AGUIRRE
JEFE DE LABORATORIO
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 8077



CONSULTGEOPAV SAC
 RUC: 20602407021
 Sistema Integral
 de Geotecnia
 Suelos y Pavimentos

Tel: 073-501000 Cel: 979199772 Movistar - Cel: 986279811 Claro
 Direccion : Calle Arequipa # 308 Bellavista - Sullana - Piura
 Email: geopav_mcastro@hotmail.com - junior_castro@hotmail.com onsultgeopav@p



CERTIFICADO N° 00130406
 Resolución N° 013368-2021/DSD



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

TESIS : EVALUACION Y DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS PUSHOVER Y METODOS CONVENCIONALES DEL CENTRO DE CONVENCIONES SULLANA, PIURA -2024

CALICATA : C-2

MUESTRA : M-2

SOLICITA : Torres Flores Alexander Ivan

ING. RESP. : R.C.A.

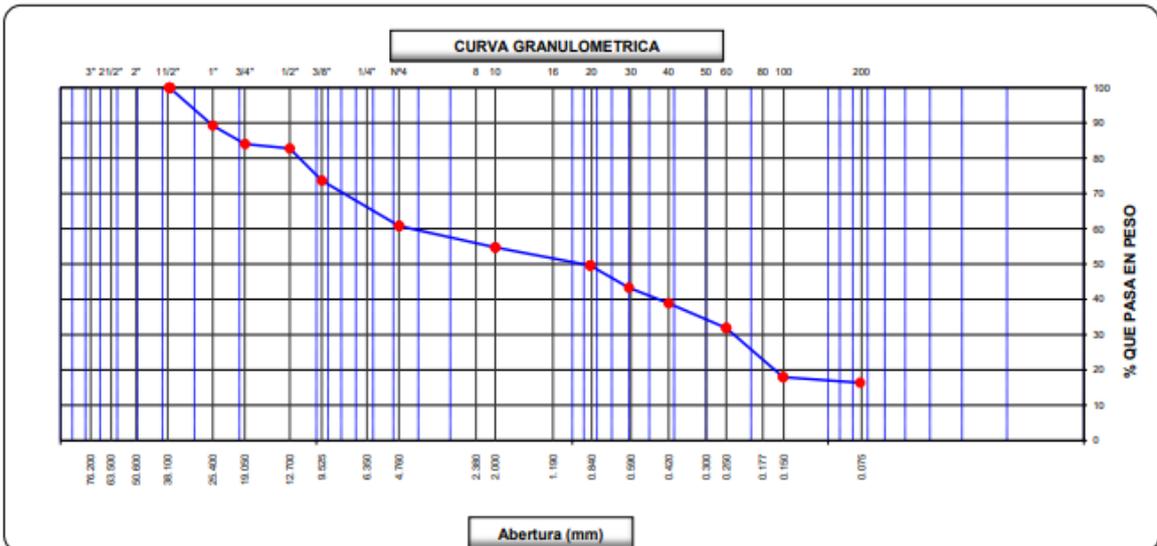
TÉCNICO : M.C.G.

REALIZADO POR : E.C.G.

FECHA : May-24

N° ENSAYO : C-LAB-2

Tamices ASTM	Abertura (mm)	Peso Retenido	Retenido Parcial	Retenido Acumulado	Porcentaje que Pasa	Material sin Especificación	Descripción
5"	127.000						1. Peso de Material
4"	101.600						Peso Inicial Total (kg) <u>8,950.0</u>
3"	73.000						Peso Fraccion Fina Para Lavar (gr) <u>500.0</u>
2 1/2"	60.300						
2"	50.800						2. Características
1 1/2"	37.500				100.0		Tamaño Maximo <u>1 1/2"</u>
1"	25.400	961.0	10.7	10.7	89.3		Tamaño Maximo Nominal <u>1"</u>
3/4"	19.000	470.0	5.3	16.0	84.0		Grava (%) <u>39.2</u>
1/2"	12.700	109.6	1.2	17.2	82.8		Arena (%) <u>44.4</u>
3/8"	9.520	818.0	9.1	26.4	73.7		Finos (%) <u>16.4</u>
1/4"	6.350						Modulo de Fineza (%)
N° 4	4.750	1,150.0	12.9	39.2	60.8		3. Clasificación del Material según Geología y Geotécnica y Pavimentos MTC.
N° 8	2.360						Limite Liquido (%) <u>25</u>
N° 10	2.000	60.0	6.1	45.3	54.7		Limite Plastico (%) <u>20</u>
N° 16	1.190						Indice de Plasticidad (%) <u>5</u>
N° 20	0.850	42.0	5.1	50.4	49.6		Clasificación según Indice de plasticidad: <u>Baja</u>
N° 30	0.600	62.0	6.3	56.7	43.3		Suelos arcillosos
N° 40	0.420	36.2	4.4	61.1	38.9		<u>SM-SC</u>
N° 50	0.300						Clasificación SUCS <u>A-1-b (0)</u>
N° 60	0.250	68.0	7.1	68.2	31.8		Clasificación AASHTO <u>Muy bueno</u>
N° 80	0.180						Clasificación por Indice de Grupo:
N° 100	0.150	114.0	13.9	82.0	18.0		<u>Muy bueno</u>
N° 200	0.075	13.2	1.6	83.6	16.4		Categoría Subrasante
Pasante		134.6	16.4	100.0			



(Signature)
 Marco Castro Gallo
 TÉCNICO DE SUELOS
 SENECO CÓDIGO
 21-0000-05

(Signature)
 ROBERTO ELIAS CASTRO AGUIRRE
 JEFE DE LABORATORIO
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 5637



CONSULTGEOPAV SAC
RUC: 20602407021
Sistema Integral
de Geotecnia
Suelos y Pavimentos

Tel: 073-501000 Cel: 979199772 Movistar - Cel: 986279811 Claro
Direccion : Calle Arequipa # 308 Bellavista - Sullana - Piura
Email: geopav_mcastro@hotmail.com - junior_castro@hotmail.com onsultgeopav@gmail



CERTIFICADO N° 00130406
Resolución N° 013368-2021/DSD



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS

LIMITES DE CONSISTENCIA
(MTC E-110,111 / ASTM D-4318 / AASHTO T-90, T-89)

TESIS : EVALUACION Y DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS PUSHOVER Y METODOS CONVENCIONALES DEL CENTRO DE CONVENCIONES SULLANA, PIURA -2024

CALICATA : C-2

MUESTRA : M-2

SOLICITA : Torres Flores Alexander Ivan

ING. RESP. : R.C.A.
TÉCNICO : M.C.G.
REALIZADO POR : E.C.G.
FECHA : May-24
N° ENSAYO : C-LAB-2

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO

N° de Tarro		10	12	14	
Peso de Tarro + Suelo Humedo	gf.	19.50	19.30	16.08	
Peso de Tarro + Suelo Seco	gf.	16.46	16.34	13.82	
Peso de Tarro	gf.	5.01	4.77	4.58	
Peso de Agua	gf.	3.04	2.96	2.26	
Peso del Suelo Seco	gf.	11.45	11.57	9.24	Limite Liquido
Contenido de Humedad	%	26.55	25.58	24.46	25
Numero de Golpes		16	22	32	

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD

N° de Tarro		7	3	
Peso de Tarro + Suelo Humedo	gf.	21.51	21.29	
Peso de Tarro + Suelo seco	gf.	20.14	20.10	
Peso de Tarro	gf.	13.70	14.00	
Peso de Agua	gf.	1.37	1.19	
Peso de Suelo seco	gf.	6.44	6.10	Limite Plastico
Contenido de Humedad	%	21.27	19.51	20



Constantes Fisicas de la Muestra	
Limite Liquido	25
Limite Plastico	20
Indice de Plasticidad	5
Observaciones	
<i>Pasante Tamiz N° 40</i>	


Marco Castro
 TECNICO DE SUELOS
 SENIICO CODIGO 21000000

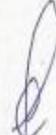

ROBERTO ELIAS CASTRO
 JEFE DE LABORATORIO
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 8517

 <p>CONSULTGEOPAV SAC RUC: 20602407021 Sistema Integral de Geotecnia Suelos y Pavimentos</p> <p>Tel: 075-501000 Cel: 979199772 Movistar - Cel: 986278811 Claro Direccion : Calle Arequipa # 302 Bellavista - Sullana - Piura Email: geopav_mcastro@hotmail.com - junior_castro@hotmail.com onsultgeopav@gmail</p>		 <p>Indecopi CERTIFICADO N° 00130406 Resolución N° 013360-2021/DSD</p> 	
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS			
CONTENIDO DE HUMEDAD (MTC E-108 / ASTM D-2216)			
TESIS	:	EVALUACION Y DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS PUSHOVER Y METODOS CONVENCIONALES DEL CENTRO DE CONVENCIONES SULLANA, PIURA -2024	
CALICATA	:	C-2	ING. RESP. : R.C.A.
MUESTRA	:	M-2	TÉCNICO : M.C.G.
SOLICITA	:	Torres Flores Alexander Ivan	REALIZADO POR : E.C.G.
			FECHA : May-24
			N° ENSAYO : C-LAB-2

1. Contenido de Humedad Muestra Integral :

Descripcion	1	2
Peso de tara (gr)		
Peso de la tara + muestra húmeda (gr)	500.0	
Peso de la tara + muestra seca (gr)	475.2	
Peso del agua contenida (gr)	24.8	
Peso de la muestra seca (gr)	475.2	
Contenido de Humedad (%)	5.2	
Contenido de Humedad Promedio (%)	5.2	


Marco Castro Gallo
TECNICO DE SUELOS
CENCOO COOIGG
21-000002


ROBERTO ELÍAS CASTRO AGUERO
JEFE DE LABORATORIO
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 5907



CONSULTGEOPAV SAC
 RUC: 20602407021
 Sistema Integral
 de Geotecnia
 Suelos y Pavimentos

Tel: 073-501000 Cel: 979199772 Movistar - Cel: 986279811 Claro
 Direccion : Calle Arequipa # 308 Bellavista - Sullana - Piura
 Email: geopav_mcastro@hotmail.com - junior_castro@hotmail.com onultgeopav@gmail



CERTIFICADO N° 00130406
 Resolución N° 013368-2021/DSD



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
RELACION DENSIDAD/HUMEDAD (PROCTOR)
 (MTC E-115, E 116 / ASTM D-1557, D 698 / AASHTO T-180)

TESIS : EVALUACION Y DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS PUSHOVER Y METODOS CONVENCIONALES DEL CENTRO DE CONVENCIONES SULLANA, PIURA -2024

ING. RESP. : R.C.A.
TÉCNICO : M.C.G.
REALIZADO POR : E.C.G.
FECHA : May-24
N° ENSAYO : C-LAB-2

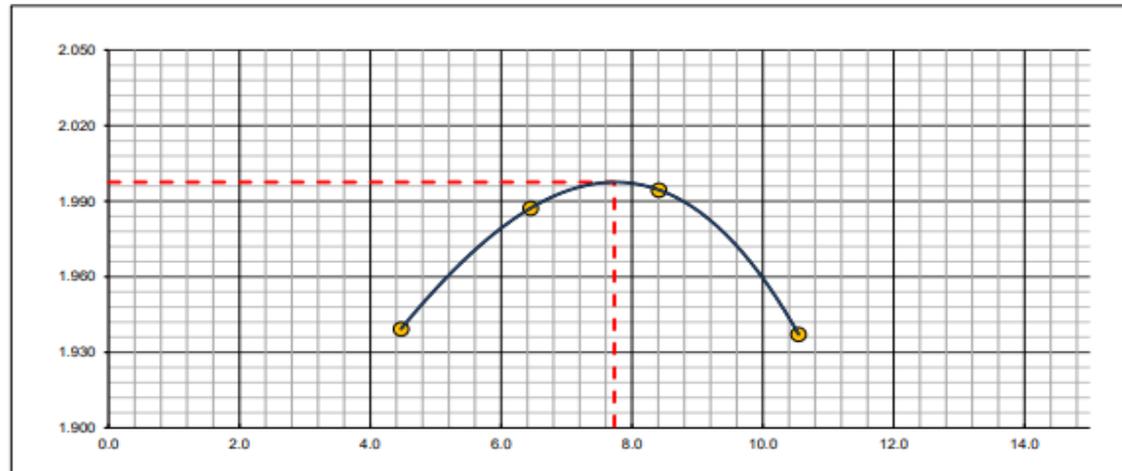
CALICATA : C-2
MUESTRA : M-2
SOLICITA : Torres Flores Alexander Ivan

Molde N° 1	Diametro Molde	4"	6"		Volumen Molde	2114	m3.	N° de capas	5
	Metodo	A	B	C	Peso Molde	6350	gr.	N° de golpes	56 Glp
NUMERO DE ENSAYOS					1	2	3	4	
Peso Suelo + Molde	gr.	10,633	10,822	10,921	10,877				
Peso Suelo Humedo Compactado	gr.	4,283	4,472	4,571	4,527				
Peso Volumetrico Humedo	gr.	2,026	2,115	2,162	2,141				
Recipiente Numero		-	-	-	-				
Peso Suelo Humedo + Tara	gr.	500.0	500.0	500.0	500.0				
Peso Suelo Seco + Tara	gr.	478.6	469.7	461.2	452.3				
Peso de la Tara	gr.								
Peso del agua	gr.	21.4	30.3	38.8	47.7				
Peso del suelo seco	gr.	479	470	461	452				
Contenido de agua	%	4.5	6.5	8.4	10.5				
Densidad Seca	gr/cc	1.939	1.967	1.994	1.937				

RESULTADOS

Densidad Máxima Seca	1.998	(gr/cm3)	Humedad óptima	7.7	%
Densidad Máxima Seca Corregida		(gr/cm3)	Humedad óptima		%

RELACION HUMEDAD - DENSIDAD SECA



OBSERVACIONES :

Martín Castro Gallo
Martín Castro Gallo
 TÉCNICO DE SUELOS
 CENCOO CÓDIGO
 21-0000-00

Roberto Elías Castro Aguirre
ROBERTO ELÍAS CASTRO AGUIRRE
 JEFE DE LABORATORIO
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 5907

Anexo 11: Calibración de los equipos

CALIBRATEC S.A.C.		LABORATORIO DE CALIBRACIÓN ACREDITADO POR EL ORGANISMO DE ACREDITACIÓN INACAL - DA CON REGISTRO N° LC - 071		 INACAL DA - Perú Laboratorio de Calibración Acreditado Registro N° LC - 071	
CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN CA-LM-0124-2023					
Página 1 de 4					
Área de Metrología Laboratorio de Masas					
1. Expediente	0205	Este certificado de calibración documenta la trazabilidad a los patrones nacionales o internacionales, que realizan las unidades de la medición de acuerdo con el Sistema Internacional de Unidades (SI).			
2. Solicitante	CONSULTGEOPAV SOCIEDAD ANONIMA CERRADA	Los resultados son validos en el momento de la calibración. Al solicitante le corresponde disponer en su momento la ejecución de una recalibración, la cual está en función del uso, conservación y mantenimiento del instrumento de medición o a reglamento vigente.			
3. Dirección	CAL. AREQUIPA NRO. 308 - CERCADO URBANO - PIURA - SULLANA - BELLAVISTA	CALIBRATEC S.A.C. no se responsabiliza de los perjuicios que pueda ocasionar el uso inadecuado de este instrumento, ni de una incorrecta interpretación de los resultados de la calibración aquí declarados.			
4. Instrumento calibrado	BALANZA ELECTRÓNICA	Este certificado de calibración no podrá ser reproducido parcialmente sin la aprobación por escrito del laboratorio que lo emite.			
Marca	MH-SERIES	El certificado de calibración sin firma y sello carece de validez.			
Modelo	MH-500				
N° de serie	No indica				
Identificación	CI-0171 (*)				
Procedencia	China				
Capacidad máxima:	500 g				
División de escala (d)	0,01 g				
Div. de verificación (e)	0,01 g				
Capacidad mínima	0,2 g				
Clase de exactitud	II				
5. Fecha de calibración	2023-08-09				
Fecha de Emisión					
2023-08-16					
		Firmado digitalmente por: ASTETE SORIANO LUCIO FIR 42817545 hard Motivo: Soy el autor del documento Fecha: 10/08/2023 11:34:25-0500			
		Jefe de Laboratorio			
Revisión 00				RT03-F01	
☎ 977 997 385 - 913 028 621		☎ Av. Chillon Lote 50 B - Comas - Lima - Lima			
☎ 913 028 623 - 913 028 624		✉ comercial@calibratec.com.pe			
		📍 CALIBRATEC SAC			

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN CA-LM-0124-2023

Área de Metrología
Laboratorio de Masas

Página 2 de 4

6. Método de calibración:

La calibración se realiza por comparación directa entre las indicaciones de lectura de la balanza y las cargas aplicadas mediante pesas patrones siguiendo el procedimiento PC-011 "Procedimiento para la calibración de balanzas de funcionamiento no automático clase I y II" (Edición 04) de INDECOPI

7. Lugar de calibración

Laboratorio de Obra de CONSULTGEOPAV S.A.C. ubicado en Av. Miguel Grau N° 323 - San Jacinto - Tumbes

8. Condiciones ambientales

	Inicial	Final
Temperatura	29,1 °C	29,3 °C
Humedad relativa	56 %	56 %

9. Patrones de referencia

Trazabilidad	Patrón utilizado	Certificado de calibración
ELICROM	Juego de pesas de 1 mg a 1 kg de clase F1	CCP-0870-002-23

10. Observaciones

- Se colocó una etiqueta autoadhesiva con la indicación **CALIBRADO**.
 - En el caso de ser necesario, ajustar la indicación en cero antes de cada medición.
 - Se realizó el ajuste de las indicaciones de la balanza antes de la calibración. (Para la carga de 500 g la balanza indicaba 499,89 g)
 - El valor de "e", capacidad mínima y la clase de exactitud se han determinado de acuerdo a la NMP-003 "Instrumentos de Pesaje de Funcionamiento No Automático"
 - Los resultados declarados en el presente certificado, se relacionan solamente con el ítem calibrado indicado en la página 1.
 - En coordinación con el cliente, la variación de temperatura es 16 °C
 - Se ha considerado como coeficiente de deriva de temperatura a 0,00001 °C⁻¹ según el procedimiento PC-011 "Procedimiento para la calibración de balanzas de funcionamiento no automático clase I y II" (Edición 04) de INDECOPI.
 - El cliente no cuenta con pesas patrones para realizar el ajuste de la balanza.
 - El cliente no cuenta con la información de los certificados anteriores para la balanza a calibrar. Por lo tanto, la contribución de la incertidumbre de la deriva de la balanza no será considerada.
 - A solicitud del cliente la calibración del instrumento se realizó en las instalaciones de CALIBRATEC S.A.C.
- (*) Identificación asignado por CALIBRATEC S.A.C. e indicado en una etiqueta adherida al instrumento.

Revisión 00

RT03-F01

☎ 977 997 385 - 913 028 621
☎ 913 028 623 - 913 028 624

📍 Av. Chillón Lote 50 B - Comas - Lima - Lima
✉ comercial@calibratec.com.pe
🏢 CALIBRATEC SAC

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN
CA-LM-0124-2023

Área de Metrología
Laboratorio de Masas

Página 3 de 4

11. Inspección Visual

Ajuste a cero	Tiene	Escala	No tiene
Oscilación libre	Tiene	Cursor	No tiene
Plataforma	Tiene	Nivelación	Tiene
Sistema de traba	No tiene		

12. Resultados de la medición

ENSAYO DE REPETIBILIDAD

	Inicial	Final		Inicial	Final
Temperatura	29,3 °C	29,3 °C	Humedad	54,0 %	54,0 %
Carga L1 250,000 g			Carga L2 500,001 g		
I	ΔL	E	I	ΔL	E
g	g	g	g	g	g
250,00	0,007	-0,002	500,01	0,008	0,006
250,01	0,005	0,010	500,00	0,005	-0,001
250,00	0,004	0,001	500,00	0,003	0,001
250,01	0,002	0,013	500,00	0,006	-0,002
250,00	0,005	0,000	500,00	0,007	-0,003
250,01	0,008	0,007	500,00	0,004	0,000
250,00	0,007	-0,002	500,00	0,003	0,001
250,00	0,005	0,000	500,01	0,007	0,007
250,00	0,004	0,001	500,00	0,005	-0,001
250,00	0,008	-0,003	500,00	0,006	-0,002
Dif Máx. Encontrada	0,016		Dif Máx. Encontrada	0,010	
EMP	0,03		EMP	0,03	

ENSAYO DE EXCENRICIDAD

	Inicial	Final		Inicial	Final
Temperatura	29,4 °C	29,4 °C	Humedad	54,0 %	54,0 %

Pos. Carga	Determinación del Error en Cero E_0				Determinación del Error Corregido E_c				
	C. mínima g	I g	ΔL g	E_0 g	Carga L g	I g	ΔL g	E g	E_c g
1	0,100	0,10	0,006	-0,001	150,00	0,003	0,002	0,003	0,003
2		0,10	0,008	-0,003	150,01	0,005	0,010	0,013	0,013
3		0,10	0,003	0,002	150,00	0,007	-0,002	-0,004	-0,004
4		0,09	0,007	-0,012	150,01	0,003	0,012	0,024	0,024
5		0,10	0,005	0,000	150,00	0,005	0,000	0,000	0,000
Error máximo permitido (\pm)									0,02

Revisión 00

RT03-F01

☎ 977 997 385 - 913 028 621
☎ 913 028 623 - 913 028 624

📍 Av. Chillon Lote 50 B - Comas - Lima - Lima
✉ comercial@calibratec.com.pe
🏢 CALIBRATEC SAC

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN
CA-LM-0124-2023

Área de Metrología
Laboratorio de Masas

Página 4 de 4

ENSAYO DE PESAJE

	Inicial	Final		Inicial	Final
Temperatura	29,5 °C	29,5 °C	Humedad	54,0 %	54,0 %

Carga L g	Carga creciente				Carga decreciente				EMP g
	I g	ΔL g	E g	Ec g	I g	ΔL g	E g	Ec g	
E ₀	0,100	0,10	0,004	0,001					
0,200	0,20	0,005	0,000	-0,001	0,20	0,003	0,002	0,001	0,01
50,000	50,00	0,008	-0,003	-0,004	50,01	0,004	0,011	0,010	0,01
100,000	100,01	0,003	0,012	0,011	100,00	0,007	-0,002	-0,003	0,02
150,000	150,01	0,006	0,009	0,008	149,99	0,005	-0,010	-0,011	0,02
200,000	200,00	0,007	-0,002	-0,003	200,01	0,007	0,008	0,007	0,02
250,000	250,00	0,005	0,000	-0,001	250,00	0,006	-0,001	-0,002	0,03
300,000	300,01	0,009	0,006	0,005	300,00	0,004	0,001	0,000	0,03
350,000	350,00	0,005	0,000	-0,001	349,99	0,002	-0,007	-0,008	0,03
400,000	400,01	0,004	0,011	0,010	400,00	0,005	0,000	-0,001	0,03
500,001	500,00	0,007	-0,003	-0,004	500,00	0,007	-0,003	-0,004	0,03

L: Carga puesta sobre la plataforma de la balanza
I: Lectura de indicación de la balanza
E: Error encontrado
EMP: Error máximo permitido

E₀: Error en cero
Ec: Error corregido
ΔL: Carga incrementada

Incertidumbre expandida de medición

$$U_R = 2 \times \sqrt{0,000077 \text{ g}^2 + 0,0000000040 \text{ g}^2} \cdot R^2$$

Lectura corregida de la balanza

$$R_{\text{corregida}} = R - 0,000013 \text{ g} \cdot R$$

R: Indicación de la lectura de la balanza en g

13. Incertidumbre

La incertidumbre reportada en el presente certificado es la incertidumbre expandida de medición que resulta de multiplicar la incertidumbre estándar por el factor de cobertura k=2, el cual proporciona un nivel de confianza de aproximadamente 95%.

La incertidumbre expandida de medición fue calculada a partir de los componentes de incertidumbre de los factores de influencia en la calibración.

FIN DEL DOCUMENTO

Revisión 00

RT03-F01

☎ 977 997 385 - 913 028 621
☎ 913 028 623 - 913 028 624

📍 Av. Chillon Lote 50 B - Comas - Lima - Lima
✉ comercial@calibratec.com.pe
🏢 CALIBRATEC SAC



CALIBRATEC S.A.C.

LABORATORIO DE METROLOGIA

CALIBRACIÓN DE
EQUIPOS E INSTRUMENTOS

RUC: 20606479680

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN CA-L-0294-2023

Área de Metrología
Laboratorio de Longitud

Página 1 de 3

1. Expediente	0205	Este certificado de calibración documenta la trazabilidad a los patrones nacionales o internacionales, que realizan las unidades de la medición de acuerdo con el Sistema Internacional de Unidades (SI).
2. Solicitante	CONSULTGEOPAV SOCIEDAD ANONIMA CERRADA	
3. Dirección	CAL. AREQUIPA NRO. 308 - CERCADO URBANO - PIURA SULLANA BELLAVISTA	Los resultados son validos en el momento de la calibración. Al solicitante le corresponde disponer en su momento la ejecución de una recalibración, la cual está en función del uso, conservación y mantenimiento del instrumento de medición o a reglamento vigente.
4. Equipo calibrado	TAMIZ	
Marca	FORNEY	
Número de Serie	20BS8F966614	CALIBRATEC S.A.C. no se responsabiliza de los perjuicios que pueda ocasionar el uso inadecuado de este instrumento, ni de una incorrecta interpretación de los resultados de la calibración aquí declarados.
Identificación	No indica	
Procedencia	U.S.A.	
Abertura Nominal	850 µm	
Diámetro de bastidor	8 pulgadas	Este certificado de calibración no podrá ser reproducido parcialmente sin la aprobación por escrito del laboratorio que lo emite.
Designación alternativa	#20	
5. Fecha de Calibración	2023-08-24	El certificado de calibración sin firma y sello carece de validez.

Fecha de Emisión

2023-08-28



Firmado digitalmente por:
ASTETE SORIANO LUCIO FIR
42817545 hard
Motivo: Soy el autor del documento
Fecha: 28/08/2023 00:44:12-0500



Jefe de Laboratorio

☎ 977 997 385 - 913 028 622
☎ 913 028 623 - 913 028 624

📍 Av. Chillón Lote 50 B - Comas - Lima - Lima
✉ ventascalibratec@gmail.com
🏢 CALIBRATEC SAC

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN CA-L-0294-2023

Área de Metrología
Laboratorio de Longitud

Página 2 de 3

6. Método de Calibración

La calibración se realizó empleando el método de comparación directa tomando las medidas de abertura de la malla y el diámetro del alambre, tomando como referencia la norma ASTM E11 - 22 "Standard Specification for Woven Wire Test Sieve Cloth and Test Sieves"

7. Lugar de calibración

Laboratorio de Longitud de CALIBRATEC S.A.C. ubicado en Av. Chillon Lote 50B Chacaracero Lima - Comas - Trapiche

8. Condiciones ambientales

	Inicial	Final
Temperatura	23,3 °C	23,6 °C
Humedad Relativa	63 %	63 %

9. Patrones de referencia

Trazabilidad	Patrón utilizado	Certificado de calibración
INACAL - DM	Reticula de medición con incertidumbre del orden de 1,2 µm a 1,5 µm	LLA-029-2023

10. Observaciones

- Se colocó una etiqueta autoadhesiva de **CALIBRADO**.
- Los resultados declarados en el presente certificado, se relacionan solamente con el ítem calibrado indicado en la página 1.
- Ninguna medición supera la máxima variación de abertura.

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN CA-L-0294-2023

Área de Metrología
Laboratorio de Longitud

Página 3 de 3

11. Resultados

ABERTURA DEL TAMIZ

Abertura Promedio μm	Abertura Máxima μm	Desviación estandar μm	Incertidumbre μm
875.3	907.0	16.6	6.9

ERRORES MÁXIMOS PERMITIDOS (ASTM E11-22)

Variación de abertura promedio		Máxima variación de abertura μm	Máxima desviación estandar μm
Mínimo μm	Máximo μm		
823,8	876,2	964,0	35,25

DIÁMETRO DEL ALAMBRE

Diámetro Promedio μm	Incertidumbre μm	E.M.P. (ASTM E11-22)	
		Máximo μm	Máximo μm
472.4	9.7	430.0	580.0

12. Incertidumbre

La incertidumbre reportada en el presente certificado es la incertidumbre expandida de medición que resulta de multiplicar la incertidumbre estándar por el factor de cobertura $k=2$, el cual proporciona un nivel de confianza de aproximadamente 95%.

La incertidumbre expandida de medición fue calculada a partir de los componentes de incertidumbre de los factores de influencia en la calibración. La incertidumbre indicada no incluye una estimación de variaciones a largo plazo.

FIN DEL DOCUMENTO

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN CA-P-051-2023

Área de Metrología
Laboratorio de Presión

Página 1 de 4

1. Expediente	0205	Este certificado de calibración documenta la trazabilidad a los patrones nacionales o internacionales, que realizan las unidades de la medición de acuerdo con el Sistema Internacional de Unidades (SI).
2. Solicitante	CONSULTA GEOPAV SOCIEDAD ANONIMA CERRADA	Los resultados son válidos en el momento de la calibración. Al solicitante le corresponde disponer en su momento la ejecución de una recalibración, la cual está en función del uso, conservación y mantenimiento del instrumento de medición o a reglamento vigente.
3. Dirección	CAL. AREQUIPA NRO. 308 - CERCADO URBANO - PIURA - SULLANA - BELLAVISTA	CALIBRATEC S.A.C. no se responsabiliza de los perjuicios que pueda ocasionar el uso inadecuado de este instrumento, ni de una incorrecta interpretación de los resultados de la calibración aquí declarados.
4. Equipo a calibrar	PROBADOR DE HUMEDAD (SPEEDY)	Este certificado de calibración no podrá ser reproducido parcialmente sin la aprobación por escrito del laboratorio que lo emite.
Marca	METROTEST	El certificado de calibración sin firma y sello carece de validez.
Modelo	No indica	
N° de serie	MH-864	
Identificación	No indica	
Procedencia	Perú	
5. Instrumento de medición	MANÓMETRO	
Marca	No indica	
Modelo	No indica	
Intervalo de indicación	0 % a 20 %	
Resolución	0,2 %	
Clase de exactitud	No indica	
Tipo de indicación	Analogico	
6. Fecha de calibración	2023-08-09	

Fecha de Emisión

2023-08-16



Firmado digitalmente por:
ASTETE SORIANO LUCIO FIR
42817545 hard
Motivo: Soy el autor del documento
Fecha: 16/08/2023 11:34:29-0500



Jefe de Laboratorio

Revisión 00

RT03-F01

☎ 977 997 385 - 913 028 622
☎ 913 028 623 - 913 028 624

📍 Av. Chillon Lote 50 B - Comas - Lima - Lima
✉ ventascalibratec@gmail.com
🏢 CALIBRATEC SAC

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN

CA-P-051-2023

Área de Metrología

Laboratorio de Presión

Página 2 de 4

6. Metodo de calibración

La calibración ha sido realizada por el método de comparación directa; el cual consiste en comparar la indicación del instrumento bajo calibración contra la indicación del instrumento patrón, siguiendo el procedimiento PC-004 "Procedimiento para la calibración de instrumentos de medición de presión relativa con clase de exactitud igual o mayor a 0,05% F.S." y también comparando los valores de humedad directa con el método de "Determinación de Humedad" utilizando equipos de laboratorio (Secado en horno y pesado en balanza), de acuerdo a la norma ASTM D2216

7. Lugar de calibración

Laboratorio de Obra de CONSULTGEOPAV S.A.C. ubicado en Av. Miguel Grau N° 323 - San Jacinto - Tumbes

8. Condiciones Ambientales

	Inicial	Final
Temperatura	28,9 °C	29,0 °C
Humedad relativa	57 %	57 %

9. Patrones de referencia

Trazabilidad	Patrón utilizado	Certificado de calibración
INACAL - DM	Manómetro de indicación digital de 160 psi con clase de exactitud de 1%	LFP-018-2023

10. Observaciones

- Se colocó una etiqueta autoadhesiva con la indicación CALIBRADO.
- Los resultados declarados en el presente certificado, se relacionan solamente con el ítem calibrado indicado en la página 1.

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN CA-P-051-2023

Área de Metrología
Laboratorio de Presión

Página 3 de 4

11. Resultados de medición

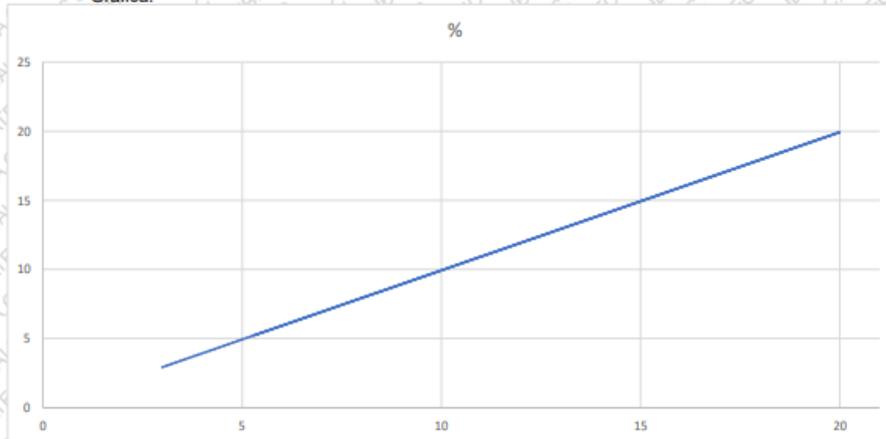
Medición de humedad:

Humedad ensayada (% de Humedad)	Lectura del equipo a calibrar (% de Humedad)
0.0	0.0
5.0	5.0
10.0	10.2
15.0	15.0

Ecuación resultante:

$$\% = 0,9995 \cdot \text{LECTURA} - 0,0613$$

Gráfica:



CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN CA-P-051-2023

Área de Metrología
Laboratorio de Presión

Página 4 de 4

Tabla de corrección:

Lectura del manómetro	% de humedad
1	0.94
2	1.94
3	2.94
4	3.94
5	4.94
6	5.94
7	6.94
8	7.93
9	8.93
10	9.93

Lectura del manómetro	% de humedad
11	10.93
12	11.93
13	12.93
14	13.93
15	14.93
16	15.93
17	16.93
18	17.93
19	18.93
20	19.93

12. Incertidumbre

La incertidumbre reportada en el presente certificado es la incertidumbre expandida de medición que resulta de multiplicar la incertidumbre estándar por el factor de cobertura $k=2$, el cual proporciona un nivel de confianza de aproximadamente 95%.

La incertidumbre expandida de medición fue calculada a partir de los componentes de incertidumbre de los factores de influencia en la calibración. La incertidumbre indicada no incluye una estimación de variaciones a largo plazo.

FIN DEL DOCUMENTO

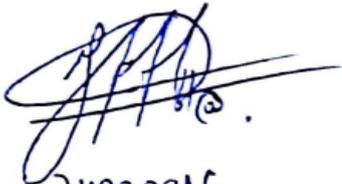
Anexo 12: Validación del análisis Pushover

VALIDACIÓN DEL ANÁLISIS PUSHOVER

Yo, **Junior William Santos Gutiérrez**, Ingeniero Civil con Registro CIP N° 314174, certifico que he supervisado y guiado el análisis Pushover realizado en la investigación titulada "**Evaluación y desempeño sísmico mediante el análisis Pushover y métodos convencionales del Centro de Convenciones Sullana Piura - 2024**", elaborada por el autor **Alexander Ivan Torres Flores**.

Después de una minuciosa revisión de los procedimientos, cálculos y resultados presentados, confirmo que el análisis Pushover y métodos convencionales se han realizado conforme a las normativas establecidas, específicamente siguiendo las directrices de **FEMA 440** y **ATC-40**. Los resultados obtenidos, incluyendo la curva de capacidad, la formación de rótulas plásticas, y los desplazamientos laterales, son consistentes y están dentro de los límites permisibles indicados en las normas técnicas aplicables.

Por lo tanto, avalo la validez y precisión de este análisis, y confirmo que refleja adecuadamente el desempeño sísmico del Centro de Convenciones Sullana, Piura. Recomiendo que las conclusiones y recomendaciones derivadas de este estudio sean consideradas en la evaluación y toma de decisiones respecto al refuerzo estructural de la edificación.



74832916

JUNIOR WILLIAM
SANTOS GUTIERREZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 314174