

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**Evaluación del desempeño sísmico del palacio municipal del
distrito de José Leonardo Ortiz aplicando el análisis sísmico
no lineal, Chiclayo**

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

AUTOR

Cesar Augusto Sanchez Cardozo

ASESOR

Angel Alberto Lorren Palomino

<https://orcid.org/0000-0002-6432-3453>

Chiclayo, 2024

**Evaluación del desempeño sísmico del palacio municipal del
distrito de José Leonardo Ortiz aplicando el análisis sísmico
no lineal, Chiclayo**

PRESENTADA POR
Cesar Augusto Sanchez Cardozo

A la Facultad de Ingeniería de la
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo
para optar el título de

INGENIERO CIVIL

APROBADA POR

Segundo Guillermo Carranza Cieza
PRESIDENTE

Jose Alberto Acero Martines
SECRETARIO

Angel Alberto Lorren Palomino
VOCAL

Dedicatoria

Esta investigación va dedicada a mis padres: Erly Dianeth Cardozo Pérez y César Sánchez Saavedra, por el esfuerzo que realizaron para ser una persona de bien y brindarme una educación de calidad. A mi pequeña hermana María Fernanda Sánchez Cardozo, por creer siempre en mis destrezas. A mi familia, quienes me motivaron día a día a seguir esforzándome para cumplir mis sueños y a mis amigos, quienes me brindaron su confianza y su apoyo desinteresadamente.

TESIS

INFORME DE ORIGINALIDAD

| | | | |
|-----------------------------------|-----------------------------------|----------------------------|--------------------------------------|
| 25% INDICE DE SIMILITUD | 24% FUENTES DE INTERNET | 6% PUBLICACIONES | 7% TRABAJOS DEL ESTUDIANTE |
|-----------------------------------|-----------------------------------|----------------------------|--------------------------------------|

FUENTES PRIMARIAS

| | | |
|----------|---|---------------|
| 1 | hdl.handle.net Fuente de Internet | 9% |
| 2 | tesis.usat.edu.pe Fuente de Internet | 6% |
| 3 | repositorio.upt.edu.pe Fuente de Internet | <1% |
| 4 | repositorio.unsch.edu.pe Fuente de Internet | <1% |
| 5 | repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet | <1% |
| 6 | repositorio.uta.edu.ec Fuente de Internet | <1% |
| 7 | repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet | <1% |
| 8 | elcomercio.pe Fuente de Internet | <1% |
| 9 | repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet | <1% |

Índice

| | |
|---|----|
| Resumen | 13 |
| Abstract | 14 |
| Introducción | 15 |
| Revisión de literatura | 18 |
| Antecedentes | 18 |
| Antecedentes internacionales | 18 |
| Antecedentes nacionales..... | 19 |
| Antecedentes locales | 20 |
| Bases teórico científicas..... | 21 |
| <i>Bases Legales:</i> | 21 |
| <i>Bases teóricas</i> | 21 |
| Peligro sísmico: | 21 |
| Vulnerabilidad sísmica: | 21 |
| Riesgo sísmico:..... | 21 |
| Desempeño Sísmico: | 22 |
| Desempeño según el SEAOC:..... | 22 |
| Nivel de Desempeño Sísmico: | 23 |
| Niveles de Peligro Sísmico: | 24 |
| Objetivos de desempeño sísmico: | 24 |
| Análisis sísmico lineal..... | 24 |
| Modelado no lineal de estructuras:..... | 25 |
| Análisis Estático no Lineal:..... | 27 |
| Análisis Dinámico no Lineal:..... | 28 |
| Metodología | 29 |
| Tipo y nivel de investigación:..... | 29 |

| | |
|---|----|
| Diseño de investigación: | 29 |
| Población y muestra: | 29 |
| Operacionalización de variables | 29 |
| Técnicas e instrumentos de recolección de datos | 29 |
| Estudio de Vulnerabilidad Estructural: | 30 |
| Ensayo de mecánica de suelos: | 30 |
| Ensayo de escaneo de refuerzo: | 30 |
| Ensayo de esclerometría: | 30 |
| Ensayo de diamantina: | 32 |
| Plan de procesamiento y análisis de datos | 32 |
| Resultados y discusiones | 33 |
| Descripción general de la edificación | 33 |
| Evaluación de la vulnerabilidad estructural: | 35 |
| Estudio de mecánica de suelos | 36 |
| Ensayo de esclerometría y núcleos de Diamantina | 36 |
| Escaneo de acero de refuerzo | 38 |
| Modelado y análisis en sap2000 de la edificación | 38 |
| Análisis sísmico lineal | 40 |
| Análisis sísmico lineal del Bloque A: | 41 |
| Análisis sísmico lineal del Bloque B y D: | 44 |
| Análisis sísmico lineal del Bloque C: | 46 |
| Análisis sísmico estático no lineal | 49 |
| Curva de capacidad del bloque A: | 50 |
| Curva de capacidad del bloque B y D: | 52 |
| Curva de capacidad del bloque C: | 54 |
| Punto de desempeño: método de coeficientes del ASCE 41-17 | 56 |

| | |
|---|-----|
| Desempeño estructural acorde al SEAOC VISION 2000 | 58 |
| Análisis sísmico dinámico no lineal | 60 |
| Sismo Piura 2022/10/05: | 62 |
| Sismo Lima 1966: | 62 |
| Sismo Ica 2007: | 62 |
| Bloque B y D:..... | 71 |
| Bloque C:..... | 80 |
| Análisis de la propuesta de reforzamiento en caso lo amerite: | 87 |
| Conclusiones | 88 |
| Referencias bibliográficas | 90 |
| Anexos:..... | 94 |
| Anexo N° 01: Evaluación de vulnerabilidad estructural | 94 |
| Anexo N° 02: Estudio de mecánica de suelos | 97 |
| Anexo N° 03: Ensayo de esclerometría y diamantina | 122 |
| Anexo N° 04: Escaneo del acero de refuerzo | 124 |
| Anexo N° 05: Documentación | 131 |
| Anexo N° 06: Planos de arquitectura..... | 137 |

Lista de ilustraciones

| | |
|--|----|
| Ilustración 1, Mapa de Acoplamiento Sísmico [3]..... | 15 |
| Ilustración 2:Descripción del análisis basado en el desempeño [30]. | 22 |
| Ilustración 3: Curva de capacidad y niveles de desempeño según SEAOC [19]. | 23 |
| Ilustración 4. El problema del terremoto y la determinación de demandas sísmicas no lineales [32]. | 26 |
| Ilustración 5: Análisis Pushover para la Evaluación del Desempeño de Edificios [30]. | 28 |
| Ilustración 6: Frontis del Palacio Municipal. Fuente: Propia..... | 33 |
| Ilustración 7. Año de construcción del Palacio Municipal. Fuente: Propia | 33 |
| Ilustración 8:Localización y Ubicación del Palacio Municipal. Fuente: Propia | 34 |
| Ilustración 9: Acceso principal desde el Palacio Municipal. Fuente: Google maps | 34 |
| Ilustración 10: Bloques estructurales. Fuente: Propia..... | 35 |
| Ilustración 11: Modelamiento del Bloque A en SAP 2000. Fuente: Propia | 38 |
| Ilustración 12: Modelamiento del Bloque B y D en SAP 2000. | 39 |
| Ilustración 13: Modelamiento del Bloque C en SAP 2000 | 39 |
| Ilustración 14: Metrado de cargas de cada bloque. | 40 |
| Ilustración 15: Irregularidad por geometría vertical, bloque A..... | 42 |
| Ilustración 16: Irregularidad por diafragma bloque A. | 42 |
| Ilustración 17: Irregularidad por esquinas entrantes bloque A. | 43 |
| Ilustración 18. Derivas del bloque A en dirección XX. | 43 |
| Ilustración 19: Derivas del bloque A en dirección YY. | 44 |
| Ilustración 20: Derivas del bloque B y D dirección XX. | 46 |
| Ilustración 21: Derivas del bloque B y D dirección YY. | 46 |
| Ilustración 22: Irregularidad por diafragma bloque C. Fuente: Propia | 47 |
| Ilustración 23: Derivas bloque C dirección XX. | 48 |
| Ilustración 24: Derivas bloque C dirección YY. | 48 |
| Ilustración 25. Diagrama momento rotación de una columna. Fuente: Propia | 49 |
| Ilustración 26: Representación de una fibra de concreto. | 50 |
| Ilustración 27: Representación de una fibra del acero de refuerzo. | 50 |
| Ilustración 28: Curva de capacidad del bloque A. | 51 |
| Ilustración 29. Bloque A: ubicación de las columnas para el cálculo de la rotación. | 51 |
| Ilustración 30. Bloque A: Resultado de la rótula 129H1 (FIBRA)..... | 52 |
| Ilustración 31. Resultado de la rótula 118H1 (FIBRA). | 52 |
| Ilustración 32: Curva de capacidad del bloque B y D..... | 53 |
| Ilustración 33. Bloque B y D: Ubicación de las columnas para el cálculo de la rotación, | 53 |

| | |
|--|----|
| Ilustración 34. Bloque B y D: Resultado de la rótula 25H2 (FIBRA). | 54 |
| Ilustración 35: Curva de capacidad del bloque C. Fuente: Propia | 54 |
| Ilustración 36. Bloque C: Ubicación de las columnas para el cálculo de la rotación, | 55 |
| Ilustración 37. Bloque C: Resultado de la rótula 16H1 (FIBRA). | 55 |
| Ilustración 38. Espectro respuesta para un sismo severo. | 56 |
| Ilustración 39 Punto de desempeño del bloque A, dirección XX ASCE 41-17..... | 56 |
| Ilustración 40. Punto de desempeño del bloque A, dirección YY ASCE 41-17 | 57 |
| Ilustración 41. Punto de desempeño del bloque B y D, dirección XX ASCE 41-17. | 57 |
| Ilustración 42. Punto de desempeño del bloque B y D, dirección XX ASCE 41-17. | 57 |
| Ilustración 43. Punto de desempeño del bloque C, dirección XX ASCE 41-17..... | 58 |
| Ilustración 44. Nivel de desempeño XX del bloque A por SEAOC. Fuente: Propia..... | 58 |
| Ilustración 45. Nivel de desempeño YY del bloque A por SEAOC. Fuente: Propia..... | 59 |
| Ilustración 46. Nivel de desempeño XX del bloque B y D por SEAOC. Fuente: Propia | 59 |
| Ilustración 47. Nivel de desempeño YY del bloque B y D por SEAOC. Fuente: Propia | 59 |
| Ilustración 48. Nivel de desempeño XX del bloque C por SEAOC. Fuente: Propia..... | 59 |
| Ilustración 49. Nivel de desempeño YY del bloque C por SEAOC. Fuente: Propia..... | 60 |
| Ilustración 50. Corrección de registros sísmico, seismosignal..... | 60 |
| Ilustración 51. Espectro Objetivo. Fuente: Propia | 60 |
| Ilustración 52. Espectro de respuesta compatibles. Fuente: SeismoMatch..... | 61 |
| Ilustración 53. Creación de registros. Fuente: SeismoMatch..... | 61 |
| Ilustración 54. Espectro promedio vs. Espectro objetivo. Fuente: SeismoMatch..... | 61 |
| Ilustración 55. Registro sísmico Piura, 2022..... | 62 |
| Ilustración 56. Registro sísmico Lima 1966..... | 62 |
| Ilustración 57. Registro sísmico Ica 2006 | 62 |
| Ilustración 58. Desplazamiento en el tiempo en dirección XX del bloque A, sismo Piura 2022. | 63 |
| Ilustración 59. Desplazamiento en el tiempo en dirección XX del bloque A, sismo Lima 1966. | 63 |
| Ilustración 60. Desplazamiento en el tiempo en dirección XX del bloque A, sismo Ica 2007.64 | |
| Ilustración 61. Desplazamiento en el tiempo en dirección YY del bloque A, sismo Piura 2022. | 64 |
| Ilustración 62. Desplazamiento en el tiempo en dirección YY del bloque A, sismo Lima 1966. | 65 |
| Ilustración 63. Desplazamiento en el tiempo en dirección YY del bloque A, sismo Ica 2007.65 | |
| Ilustración 64. Cortante Basal en el tiempo en dirección XX del bloque A, sismo Piura 2022. | 66 |

| | |
|--|----|
| Ilustración 65. Cortante Basal en el tiempo en dirección XX del bloque A, sismo Piura 2022. | 66 |
| Ilustración 66. Cortante Basal en el tiempo en dirección XX del bloque A, sismo Ica 2007.. | 67 |
| Ilustración 67. Cortante Basal en el tiempo en dirección YY del bloque A, sismo Piura 2022. | 67 |
| Ilustración 68. Cortante Basal en el tiempo en dirección YY del bloque A, sismo Lima 1966. | 68 |
| Ilustración 69. Cortante Basal en el tiempo en dirección YY del bloque A, sismo Ica 2007.. | 68 |
| Ilustración 70. Derivas máximas del análisis no lineal tiempo historia en dirección XX del bloque A. | 69 |
| Ilustración 71. Derivas máximas del análisis no lineal tiempo historia en dirección YY del bloque A. | 69 |
| Ilustración 72. Rotación de la rótula plástica en M3 de la columna 128H1 (FIBRA), sismo Lima 1966. | 70 |
| Ilustración 73. Rotación de la rótula plástica en M2 de la columna 128H1 (FIBRA), sismo Lima 1966. | 70 |
| Ilustración 74. Desplazamiento en el tiempo en dirección XX del bloque B y D, sismo Piura 2022..... | 71 |
| Ilustración 75. Desplazamiento en el tiempo en dirección XX del bloque B y D, sismo Lima 1966..... | 71 |
| Ilustración 76. Desplazamiento en el tiempo en dirección XX del bloque B y D, sismo Ica 2007..... | 72 |
| Ilustración 77. Desplazamiento en el tiempo en dirección YY del bloque B y D, sismo Piura 2022..... | 72 |
| Ilustración 78. Desplazamiento en el tiempo en dirección YY del bloque B y D, sismo Lima 1966..... | 73 |
| Ilustración 79. Desplazamiento en el tiempo en dirección YY del bloque B y D, sismo Ica 2007..... | 73 |
| Ilustración 80. Cortante Basal en el tiempo en dirección XX del bloque B y D, sismo Piura 2022..... | 74 |
| Ilustración 81. Cortante Basal en el tiempo en dirección XX del bloque B y D, sismo Lima 1966..... | 74 |
| Ilustración 82. Cortante Basal en el tiempo en dirección XX del bloque B y D, sismo Ica 2007..... | 75 |
| Ilustración 83. Cortante Basal en el tiempo en dirección YY del bloque B y D, sismo Piura 2022..... | 75 |
| Ilustración 84. Cortante Basal en el tiempo en dirección YY del bloque B y D, sismo Lima 1966..... | 76 |
| Ilustración 85. Cortante Basal en el tiempo en dirección YY del bloque B y D, sismo Ica 2007..... | 76 |

| | |
|---|----|
| Ilustración 86. Derivas máximas del análisis no lineal tiempo historia en dirección XX del bloque B y D. | 77 |
| Ilustración 87. Derivas máximas del análisis no lineal tiempo historia en dirección YY del bloque B y D. | 77 |
| Ilustración 88. Rotación de la rótula plástica en M3 de la columna 240H1 (FIBRA), sismo Piura 2022. | 78 |
| Ilustración 89. Rotación de la rótula plástica en M3 de la columna 241H1 (FIBRA), sismo Lima 1966. | 78 |
| Ilustración 90. Rotación de la rótula plástica en M3 de la columna 24H1 (FIBRA), sismo Ica 2007. | 78 |
| Ilustración 91. Rotación de la rótula plástica en M2 de la columna 24H1 (FIBRA), sismo Piura 2022. | 79 |
| Ilustración 92. Rotación de la rótula plástica en M2 de la columna 24H1 (FIBRA), sismo Lima 1966. | 79 |
| Ilustración 93. Rotación de la rótula plástica en M2 de la columna 24H1 (FIBRA), sismo Ica 2007. | 79 |
| Ilustración 94. Desplazamiento en el tiempo en dirección XX del bloque C, sismo Piura 2022. | 80 |
| Ilustración 95. Desplazamiento en el tiempo en dirección XX del bloque C, sismo Lima 1966. | 80 |
| Ilustración 96. Desplazamiento en el tiempo en dirección XX del bloque C, sismo Ica 2007. 81 | |
| Ilustración 97. Desplazamiento en el tiempo en dirección YY del bloque C, sismo Piura 2022. | 81 |
| Ilustración 98. Cortante Basal en el tiempo en dirección YY del bloque C, sismo Piura 2022. | 82 |
| Ilustración 99. Cortante Basal en el tiempo en dirección YY del bloque C, sismo Lima 1966. | 82 |
| Ilustración 100. Cortante Basal en el tiempo en dirección XX del bloque C, sismo Ica 2007. 83 | |
| Ilustración 101. Cortante Basal en el tiempo en dirección YY del bloque C, sismo Piura 2022. | 83 |
| Ilustración 102. Cortante Basal en el tiempo en dirección YY del bloque C, sismo Lima 1966. | 84 |
| Ilustración 103. Cortante Basal en el tiempo en dirección YY del bloque C, sismo Ica 2007. 84 | |
| Ilustración 104. Derivas máximas del análisis no lineal tiempo historia en dirección XX del bloque C. | 85 |
| Ilustración 105. Derivas máximas del análisis no lineal tiempo historia en dirección XX del bloque C. | 85 |
| Ilustración 106. Rotación de la rótula plástica en M3 de la columna 8H1 (FIBRA), sismo Piura 2022. | 86 |
| Ilustración 107. Rotación de la rótula plástica en M2 de la columna 8H1 (FIBRA), sismo Piura 2022. | 86 |

Lista de tablas

| | |
|---|----|
| Tabla 1:Niveles desempeño por SEAOC VISION 2000 [31]. | 23 |
| Tabla 2: Niveles de peligro sísmico según FEMA 440,[12]. | 24 |
| Tabla 3: Matriz de desempeño [20]. | 24 |
| Tabla 4. Problemas en el análisis lineal vs. Análisis no lineal, [33]. | 25 |
| Tabla 5: Operacionalización de variables, Fuente: Propia | 29 |
| Tabla 6: Matriz de Registro de investigaciones. Fuente: Propia | 31 |
| Tabla 7:Aportes de investigaciones respecto al ensayo de Esclerometría. Fuente: Propia | 31 |
| Tabla 8: Capacidad Portante del suelo. Fuente: Propia | 36 |
| Tabla 9: Parámetros de Sitio . Fuente: Propia | 36 |
| Tabla 10. Resultados de esclerometría. Fuente: Propia | 37 |
| Tabla 11. Resultados de diamantina. Fuente: Propia | 37 |
| Tabla 12: Acero de refuerzo longitudinal de los elementos estructurales. Fuente: Propia | 38 |
| Tabla 13: Parámetros sísmicos de los bloques A, B, C y D. | 41 |
| Tabla 14: Irregularidad por peso o masa, bloque A. | 41 |
| Tabla 15: Irregularidad por torsión bloque A. | 43 |
| Tabla 16: Cortantes Basales del Bloque A. | 44 |
| Tabla 17: Irregularidad de rigidez bloque B y D. | 44 |
| Tabla 18: Irregularidad de resistencia bloque B y D. | 45 |
| Tabla 19: Irregularidad Torsional bloque B y D | 45 |
| Tabla 20: Cortantes Basales del Bloque B y D | 46 |
| Tabla 21: Irregularidad de piso blando bloque C. Fuente: Propia | 47 |
| Tabla 22: Irregularidad por masa bloque C. Fuente: Propia | 47 |
| Tabla 23: Irregularidad por torsión bloque C. | 48 |
| Tabla 24: Cortantes Basales del Bloque B y D. | 49 |
| Tabla 25. Criterios de aceptación para rotaciones en rotulas plásticas en columnas de concreto reforzadas, en radianes, ATC40 [17]. | 70 |

Resumen

El presente trabajo de investigación evaluó el nivel de desempeño estructural del Palacio Municipal del distrito de José Leonardo Ortiz, Chiclayo; utilizando el análisis estático y dinámico no lineal, con la ayuda del software SAP 2000. En primer lugar, se realizaron ensayos de campo para determinar el tipo de suelo de apoyo, la resistencia a la compresión del concreto, y la determinación del acero de refuerzo de cada elemento estructural. Posterior a esto, se realizó un análisis sísmico lineal, donde se determinó que la estructura es de régimen irregular y presenta derivas máximas superiores a lo estipulado en la norma E.030. Finalmente, mediante el análisis pushover se determinó que el nivel de desempeño del Palacio Municipal es de colapso inmediato, debido a que la respuesta cae fuera de la curva de capacidad. En el caso del análisis no lineal tiempo historia se observa que, debido a las rotaciones, desplazamientos y derivas de la edificación supera ampliamente la capacidad de deformación. Por el cual se concluye, que la estructura ante un evento sísmico de gran magnitud colapsaría.

Palabras clave: Análisis pushover, análisis dinámico no lineal, colapso inmediato

Abstract

The present research work evaluated the level of structural performance of the Municipal Palace of the José Leonardo Ortiz district, Chiclayo; using nonlinear static and dynamic analysis, with the help of SAP 2000 software. First, field tests were carried out to determine the type of supporting soil, the compressive strength of the concrete, and the determination of the reinforcing rebar for each structural element. After this, a linear seismic analysis was carried out, where it was determined that the structure has an irregular regime and presents maximum drifts greater than that stipulated in standard E.030. Finally, through the pushover analysis, it was determined that the performance level of the Municipal Palace is one of immediate collapse, because the response falls outside the capacity curve. In the case of the nonlinear time history analysis, it is observed that, due to the rotations, displacements, and drifts of the building, it greatly exceeds the deformation capacity. Therefore, it is concluded that the structure would collapse in the event of a large-magnitude seismic event.

Keywords: Pushover analysis, nonlinear dynamic analysis, immediate collapse.

Introducción

“A veces nos olvidamos dónde vivimos”, expresa Hernando Tavera, ingeniero geofísico que legisla el IGP, hace semejanza a nuestra localización en el planeta; tal como, el ser parte de la cadena donde se registra el 85% de actividad telúrica del planeta: El Cinturón de Fuego del Pacífico, efecto de la interacción tectónica de las placas litosféricas, del curso de correlación de la placa del Pacífico con otras que rodean países como Chile, Perú, Ecuador, Colombia, Centro y Norteamérica, Indonesia, Nueva Zelanda y Japón (amplitud de 40 000 km), [1], [2].

El Perú está ubicado en una zona crítica al costado del encuentro de dos placas tectónicas, la oceánica de Nazca se subduce la placa continental Sudamericana, causando una cadena de procesos constantes que dan lugar a la ocurrencia de terremotos como los pasados en Lima-Callao (1940), Áncash (1970), Nazca (1996), Arequipa (2001) y Pisco (2007), los cuales produjeron miles de pérdidas humanas y el colapso de edificios tanto residenciales como esenciales [3].

En concordancia con lo expuesto anteriormente, aquellas metrópolis litorales del territorio peruano se ubican de manera intacta al peligro tanto de sismos como de tsunamis. Actualmente, Lima, la capital del Perú, arrastra un silencio sísmico desde 1746, es el punto del país donde se ha acopiado la mayor cuantía de energía sísmica, que solo se libertará con un sismo de magnitud 8.8. De igual manera, departamentos como Lambayeque, Arequipa, Ica, Moquegua y Áncash serían otros puntos que también sufrirían un sismo de gran intensidad, ver ilustración N°01 [3].

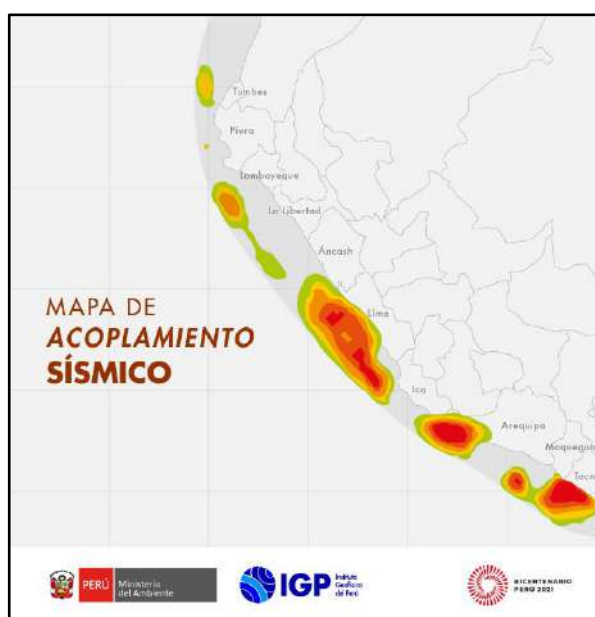


Ilustración 1, Mapa de Acoplamiento Sísmico [3].

El distrito de José Leonardo Ortiz, ubicado en la “zona 4” según la zonificación sísmica, que se interpreta como sitio de alto potencial y riesgo sísmico. Además, el edificio del Palacio Municipal de José Leonardo Ortiz es catalogado como un edificio esencial según la norma E.030 vigente; dicha infraestructura podría presentar daños estructurales y probablemente colapsar ante un evento sísmico máximo, teniendo en cuenta que se construyó en los años de 1994 – 1996 (Ver Ilustración 4), basándose en la normativa de diseño sismorresistente del Reglamento Nacional de Construcciones del año de 1977, la cual tomaba en cuenta las experiencias sísmicas de 1966 a 1977, pero, en cuanto fue transcurriendo el tiempo se fue ganando nuevas experiencias de sismos y ello evidenciaba las falencias de la norma.

Muñoz [5] sostiene que, “El uso de la norma de diseño sismorresistente de 1977 dio como resultado edificaciones flexibles, porque no controlaba adecuadamente los desplazamientos. Esta deficiencia no se corrigió hasta después del sismo ocurrido en Nazca en 1996 dando pie a la revisión de la tercera norma de diseño sismorresistente de 1997, trayendo consigo una versión de estructuras más rígidas que darían como resultado edificios más seguros”. Además, actualmente, el edificio del Palacio Municipal de José Leonardo Ortiz presenta fisuras en algunos elementos estructurales, sobre todo la presencia de humedad es predominante en distintos ambientes, que podría generar daños estructurales debido a la antigüedad de la edificación.

Acto seguido, se plantea la siguiente interrogante: ¿Cuál es el desempeño sísmico del Palacio Municipal de José Leonardo Ortiz empleando el análisis estático y dinámico no lineal?, además, se evaluará la viabilidad de la investigación tomando los siguientes aspectos:

Aspecto Técnico-tecnológico:

Generalmente los edificios se diseñan mediante análisis sísmicos elásticos, pero, la mayoría experimenta deformaciones inelásticas ante un sismo de gran magnitud. Por lo cual, gracias a los adelantos en las tecnologías informáticas y los antecedentes de prueba utilizables, los análisis no lineales facilitan los medios para computarizar la respuesta estructural más allá de la condición elástica, incluido el menoscabo de la rigidez y la resistencia coligado con el comportamiento inelástico del material y los magnos desplazamientos. Como tal, el análisis no lineal puede jugar un rol significativo en el diseño de edificios existentes. [6]

Aspecto Socio-económico:

Las consecuencias de un sismo se basan en dañar estructuralmente los edificios incluso llegar hasta su colapso y provocar pérdidas humanas. Por lo que es de vital importancia estudiar el desempeño sísmico de edificaciones existentes mediante métodos no lineales, especialmente edificios como el Palacio Municipal de José Leonardo Ortiz, el cual es catalogado como una edificación esencial según la norma E.030, la cual menciona que este tipo de estructuras son las últimas que deberían fallar ante un movimiento telúrico y puedan servir de refugio, logrando así proteger la seguridad y la vida de sus ocupantes.

Aspecto Ambiental:

El análisis no lineal tiene la especialidad de representar con mayor precisión el comportamiento dinámico deseado de la edificación ante terremotos, lo cual nos permitirá observar los puntos débiles de una estructura para reforzar y optimizar diseños estructurales. Con motivo de prolongar el tiempo de vida útil de las estructuras existentes y esto conllevaría a la reducción residuos de construcción y demolición RCD.

En síntesis, el objetivo general de la investigación es: Evaluar el desempeño sísmico del Palacio Municipal del Distrito de José Leonardo Ortiz empleando el análisis estático y dinámico no lineal.

En cuanto a los objetivos específicos:

- Realizar la evaluación de vulnerabilidad estructural de la edificación existente.
- Realizar el estudio de mecánica de suelos del Palacio Municipal.
- Determinar la resistencia a la compresión actual del concreto de los elementos estructurales mediante el ensayo de esclerometría.
- Detectar, localizar y obtener el diámetro de acero de refuerzo de los elementos estructurales.
- Realizar el análisis estático y dinámico no lineal del Palacio Municipal con la ayuda del software SAP2000.
- Evaluar el nivel de desempeño sísmico requerido del Palacio Municipal como edificación esencial.
- Plantear una propuesta de reforzamiento de la estructura en caso lo amerite.

Revisión de literatura

Antecedentes

Antecedentes internacionales

J. Lao García [7], Plantea como objetivo primordial del presente trabajo de índole investigativo, examinar el grado de fragilidad sísmica del Edificio del Palacio Municipal, localizado en la Metrópoli de Machala, categorizada por ser una edificación fundamental, según NEC – 11. Cabe destacar, que el estudio efectuado fue analítico y precisamente en los resultados se estimó dicha vulnerabilidad sísmica por medio de la aplicación de dos metodologías analíticas, Pushover y Tiempo-Historia. Es necesario recalcar que la herramienta utilizada para la realización del trabajo fue con el programa SAP2000, ayudando a demostrar que el estudio de métodos analíticos coadyuva a incentivar significativamente estudios de la vulnerabilidad sísmica a nivel detallado.

Por otro lado, **R. Medina y J. Music** [8], exponen en el proyecto de investigación de su autoría que se consiguió determinar el nivel de comportamiento de edificios estructurados en base de muros de concretos compuestos en virtud de la norma chilena vigente. Además, se usó el Método de Espectro de Capacidad MEC, donde toma en consideración el espectro tanto de capacidad como de demanda sísmica, el MEC se elabora a raíz de una curva de capacidad estructural de dicho edificio, derivado tras el análisis de tipo estático no lineal. Asimismo, también se tomaron en cuenta espectros de demanda sísmica originados de los propios estudios de riesgo sísmico en edificaciones chilenas, a la vez se requirió dos maneras para conseguir identificar el espectro de desplazamiento elástico, la cual se encuentra inmersa en el Reglamento Chileno – Decreto 118 e indicada por ATC y FEMA, donde finalmente se corroboró que justamente el edificio estudiado efectivamente cumple con los parámetros del desempeño aplicado y también que el desplazamiento objetivo no excede los términos fijados por Visión 2000, razón por la cual el nivel de desempeño dicho edificio en general, no excede la operacionalidad, respecto a los estudios efectuados en los edificios de Chile.

En efecto, **A. Galarza** [9], comenta que gracias a su investigación se examinó el desenvolvimiento sísmico del edificio de la Ocus por medio un análisis Pushover y dinámico no lineal, primero se adquirió la gama de planos estructurales del edificio y a la vez la resistencia hacia la comprensión de concreto por medio del ensayo de esclerometría. Después, se proyectó el edificio 3D con el programa ETABS. Considerando los aspectos no lineales de los materiales. Referente a la conceptualización

de la exigencia sísmica se tuvo que emplear el espectro - respuesta y acelerogramas en concordancia con la NEC-SE-DS para aquellos sismos susceptibles de excedencia de 50 años. Por consiguiente, se llevó a cabo operaciones de análisis no lineales, tales como: Pushover (NSP), Pushover Multimodal (MPA) e Historia de Respuesta (NL-RHA). Posteriormente, compete a procesar los resultados, siendo contrastados en relación con el desplazamiento, capacidad y nivel de daño, en el cual se logró visualizar ciertas carencias, así como, condiciones pro y contra del escenario. En cuanto a las metodologías alternativas de análisis sísmico, se pudo notar que el análisis MPA presenta la existencia de errores mínimos. Finalmente se concluye, que a través de los tres análisis se puede establecer que la estructura alcance el desplazamiento superior, previo a lograr su desplazamiento de manera objetiva, es decir, es una inconsistencia dentro de su desempeño sísmico, representando así su gran vulnerabilidad y a la vez, riesgo de posible colapso.

Antecedentes nacionales

M. Calcina [10] asegura que, la principal razón de su tesis es estudiar a modo de análisis el desempeño sísmico de un edificio de 11 pisos empleando análisis no lineal. En cuanto a la metodología: se usó el programa ETABS, donde se llevó a cabo la estimación del edificio de concreto armado, para así demostrar que a través del análisis no lineal efectivamente se puede localizar zonas débiles en la estructura. Por ende, el desempeño efectuado se desarrolló en base a la metodología y análisis del código FEMA 273. En esa misma línea, se continuó las técnicas propuestas por los códigos FEMA y ATC-40. Al finalizar, se logró la curva de capacidad y el punto de desempeño, donde se percibió los mecanismos de falla por la ductilidad del edificio.

E. Esteba [11] menciona que, se ejecutó el análisis y diseño del proyecto de un edificio de 7 pisos en Puno. Se dio inicio con un análisis sísmico lineal, determinado en el RNE, se tomó en cuenta las derivas, diseño de concreto armado. Por consiguiente, se efectuó dos métodos de análisis sísmicos no lineales para conseguir su traducción y refutación respecto a los sucesos sísmicos. En primer lugar, se generó un análisis Pushover, para establecer el grado de desempeño de la edificación, produciendo un deslizamiento de 4.46 cm, obteniendo el nivel de desempeño de ocupación inmediata. Segundo, se realizó un análisis dinámico no lineal, donde se dio cabida a saber la variación de respuestas de la edificación mediante el tiempo, generando una deformación de 0.001 centralmente del nivel de ocupación inmediata.

Antecedentes locales

M. Bravo y P. Montenegro [12] comentan que, en su proyecto de investigación se analizó el desempeño sísmico del conjunto multifamiliar Colibri localizado en Chiclayo, constituido de doce niveles y un semisótano. Se sustenta gracias a las metodologías del FEMA 356 y ATC-40, a través del modelado de la estructura e inclusión de las propiedades y características no lineales, se desarrolló un análisis Pushover, generando curvas de capacidad, modelo de aparición de rótulas plásticas, niveles de peligro sísmico y también metas de desempeño respecto al edificio. Finalmente, se concluyó que la estructura no cumple con las finalidades del desempeño propuesto inmerso en un examen del desempeño sísmico según FEMA 356 y ATC-40.

E. Chuquichua [13], en su presente proyecto de tesis sustenta la predicción de la conducta sísmica de edificaciones con amortiguadores de energía SLB aplicando análisis pushover, y de edificaciones en general, considerando las amonestaciones de nuestro entorno en relación a la localización territorial de alto peligro sísmico, la modernización de normas de diseño para edificios y también el menester del uso de un sistema moderno de liberación de energía, para más edificaciones módicas, seguras y modernas. Finalmente, se obtuvo un desempeño inadecuado en la dirección Y, sin alcanzar el nivel de desempeño minúsculo solicitado, asimismo, se menciona que el análisis Pushover es más medido que el análisis dinámico no lineal.

Diaz Lazo y Diaz Rivera [14], nos exponen en su investigación que su finalidad fue comprobar que el bloque C del Hospital Regional de Lambayeque satisface con el grado de desempeño sísmico solicitado para una estructura de categoría esencial. Los datos adquiridos de los planos fueron registrados y analizados con el programa ETABS. También se desarrolló un análisis Pushover y se comprobó la curva de capacidad de la edificación, donde se vincula con los grados de peligro sísmico BSE-1E, BSE-2E y sismo de diseño a través de técnicas de ASCE 41-13 y FEMA 440, para su formalización de desempeño sísmico necesitado en la edificación esencial. Finalmente, el bloque C, no acata a cabalidad con las finalidades del desempeño fijado para una edificación de categoría esencial, de modo que, no se asegura el comportamiento apropiado de la estructura frente a la influencia de un movimiento telúrico.

Bases teórico científicas

Bases Legales:

Reglamento Nacional de Edificaciones-Estructuras [15]

- **Norma E.020:** Establece las cargas muertas y vivas mínimas para el diseño de una estructura.
- **Norma E.030:** Instaure las medidas y condiciones mínimas para el diseño sismorresistente de una inmueble.
- **Norma E.050:** Instaure las exigencias para el cumplimiento de estudios de mecánica de suelos con fines de cimentación.
- **Norma E.060:** Instituye las medidas y condiciones mínimas para el diseño, construcción, control de calidad y vigilancia de armazones de concreto.

Normativa Internacional

- **NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4:** Es una guía estadounidense para ingenieros respecto al análisis estructural no lineal para el diseño sísmico [6].
- **FEMA 440:** Normativa que mejora de los procedimientos de análisis sísmico estático no lineal [16].
ATC 40 [17] y ASCE / SEI 41-17: Normativa para la evaluación sísmica y reacondicionamiento de edificios de concreto [18].
- **Structural Engineers Association of California SEAOC.** Normativa estadounidense que instaure las exigencias y lineamientos para el desarrollo de las técnicas del diseño sísmico por desempeño [19].

Bases teóricas

Peligro sísmico:

Probabilidad cuantitativa de ocurrencia de un evento sísmico de distintas intensidades en un determinado lugar y durante intervalos de tiempo determinados [29].

Vulnerabilidad sísmica:

Correlación cuantitativa entre la intensidad de un evento sísmico y los valores esperados de los daños probables que puede causar dicho evento en una edificación e incluidas los distintos modos de falla [29].

Riesgo sísmico:

Probabilidad de las consecuencias esperadas de los daños que pueden presentarse en una edificación ante las sollicitaciones sísmicas que puedan ocurrir en dicho sitio, tomando en cuenta sus probabilidades de ocurrencia [29].

Desempeño Sísmico:

Se puede representar en cláusulas de la seguridad que se promete a los inquilinos la edificación durante y después de movimiento telúrico; el precio y la posibilidad de reparar el edificio a su situación antepuesta al sismo; la cantidad de tiempo que la estructura queda fuera de prestación de servicio para efectuar resarcimientos; y efectos económicos, arquitectónicos o históricos en la comunidad en general [20]. Los estándares de construcción como ATC y FEMA han aplicado criterios de diseño basados en el desempeño, que estimarán la respuesta no lineal del edificio. Es la única manera de retratar el comportamiento real de la estructura durante el terremoto, una edificación cambia la conducta de la estructura durante el terremoto como se muestra a continuación, [28].

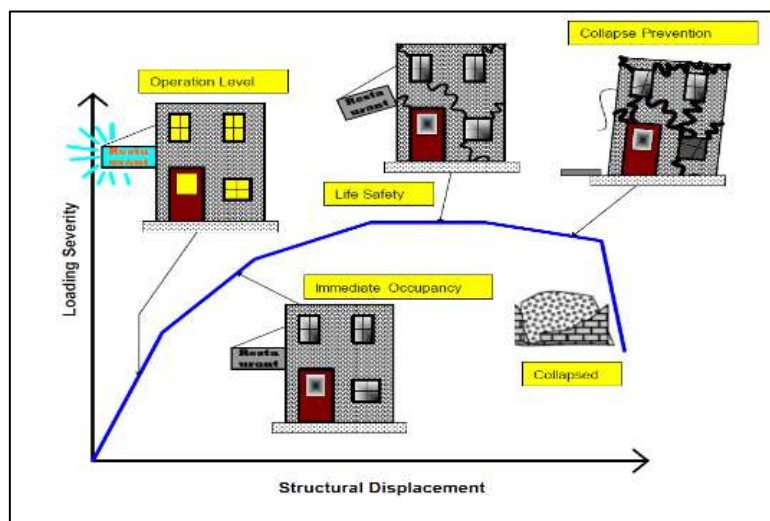


Ilustración 2: Descripción del análisis basado en el desempeño [30].

Desempeño

según el

SEAOC:

El código indica varios niveles de desempeño en función del daño que pueda presentar una edificación en sus elementos estructurales y no estructurales a causa de una sollicitación sísmica, la metodología del SEAOC presenta por sectores a la curva de capacidad para determinar los niveles de desempeño, ello primero se debe definir el desplazamiento de fluencia efectiva (Δ_{FE}) y la capacidad de desplazamiento inelástico (Δ_p). Cada nivel de desempeño se encuentra simbolizado por un cierto porcentaje del desplazamiento inelástico [19] [31].

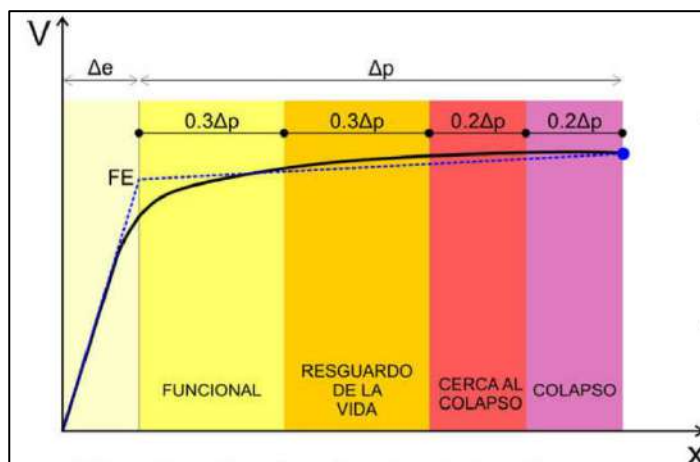


Ilustración 3: Curva de capacidad y niveles de desempeño según SEAOC [19].

Nivel de Desempeño Sísmico:

Incorpora una situación final o pasable señalada en función a los posibles perjuicios físicos de la estructura y la amenaza que atenta contra la seguridad de los habitantes de la estructura provocados por estos perjuicios y la funcionalidad del inmueble posterior al sismo [19]. A continuación, se presentan las propuestas de niveles de desempeño por SEAOC VISION 2000,

Tabla 1: Niveles de desempeño por SEAOC VISION 2000 [31].

| Nivel de desempeño | Descripción |
|-------------------------|---|
| Completamente operativo | La edificación no presenta daños y es totalmente segura para sus habitantes, todos sus servicios se encuentran en buen estado. |
| Operativo | Pequeños daños en los elementos estructurales y daño moderado en elementos no estructurales, daños menores en servicios no esenciales y requiere algunas reparaciones para que se encuentre totalmente operativa. |
| Resguardo de vida | Presenta daño moderado a extensivo en elementos estructurales y no estructurales, esto ocasiona una pérdida de rigidez y capacidad de soportar alguna carga adicional, la estructura necesita una rehabilitación para que siga su operabilidad. |
| Cerca al colapso | La estructura tiene daños severos en elementos estructurales y no estructurales, perdiendo rigidez y resistencia y se encuentra cerca al colapso. Existe riesgo en la seguridad de las personas y su reparación ya no es posible. |
| Colapso | La estructura a colapsado total o parcialmente |
| | |

Niveles de Peligro Sísmico:

A continuación, se presentan los niveles de peligro sísmico que deben considerarse para cada una de las propuestas en estudio.

Tabla 2: Niveles de peligro sísmico según FEMA 440,[12].

| Categoría | Descripción |
|-------------------------------|---|
| Sismo de servicio (SE) | Movimiento en el suelo con un 50% de probabilidad de ser superado en un periodo de 50 años. |
| Sismo de diseño (DE) | Movimiento en el suelo con un 10% de probabilidad de ser superado en un periodo de 50 años. |
| Sismo máximo (ME) | Nivel máximo de movimiento del suelo esperado dentro del marco geológico conocido debido a un evento único especificado (atenuación mediana), o el movimiento del suelo con un 5% de probabilidad de ser superado en un periodo de 50 años. |

Objetivos de desempeño sísmico:

Se limitan por la mezcla ansiada entre los niveles de comportamiento esperado y los niveles de peligro sísmico, según el tipo de educación. Se suelen representar por medio de un cuadro de doble entrada denominada matriz de desempeño, [20].

Tabla 3: Matriz de desempeño [20].

| | | Niveles de desempeño | | | |
|--------------------------|-----------------|----------------------|---------------------|-------------------|-----------------------|
| | | Operacional | Ocupación inmediata | Seguridad de vida | Prevención de colapso |
| Nivel de peligro sísmico | Sismo frecuente | | | | |
| | Sismo Ocasional | | | | |
| | Sismo Raro | | | | |
| | Sismo Muy Raro | | | | |

| | |
|--|---|
| | Edificaciones básicas: residencias y oficinas |
| | Edificaciones esenciales: hospitales, destacamentos militares, bomberos |
| | Edificaciones de seguridad crítica |

Análisis sísmico lineal

Hay varios métodos de diseño sugeridos en los códigos sísmicos:

- Método de análisis estático equivalente (ESF) (o método ELF)
- Método de análisis de espectro de respuesta (RSA)
- Método de análisis de la historia del tiempo

- a) El método de análisis estático equivalente se usa comúnmente para el diseño sísmico de "edificios y estructuras" ordinarios.
- b) Se requieren métodos de análisis dinámico (espectro de respuesta e historial de tiempo) para "edificios y estructuras, estructuras esenciales y en las que la respuesta sísmica no está dominada por el modo de vibración fundamental. Considerando las

irregularidades tales como, geometría irregular, distribución no uniforme de masa o rigidez, discontinuidad estructural, etc.

Modelado no lineal de estructuras:

A principios del siglo XX los análisis sísmicos se basaban esencialmente en el uso de modelos estructurales sometidos a tipos de carga simplificados. Primero la carga sísmica se idealizó como una carga estática lateral proporcional a la masa. Posteriormente, con las progresivas aplicaciones del análisis modal y la formulación del análisis espectral dinámico, se reconoció el rol de los modos de vibración y los períodos naturales en la comprensión y el control de las demandas sísmicas. A mediados de los 60s y 70s, con la evolución de programas estructurales y las actualizaciones del análisis dinámico, y la disponibilidad de más registros sísmicos, se instauró el uso de programaciones de análisis dinámico detallados basados en la solución de integración directa de las ecuaciones dinámicas de movimiento gobernantes. Esto también inició el uso de modelos no lineales para un modelamiento estructural relativamente mejor en comparación con los modelos elásticos lineales convencionales [32].

Tabla 4. Problemas en el análisis lineal vs. Análisis no lineal, [33].

| CARACTERÍSTICA | ANALISIS LINEAL | ANALISIS NO LINEAL |
|--------------------------------------|---|---|
| Relación carga-desplazamiento | Los desplazamientos dependen linealmente de las cargas aplicadas. | Las relaciones carga-desplazamiento suelen ser no lineales. |
| Relación esfuerzo-deformación | Se supone una relación lineal entre el esfuerzo y la deformación. | En problemas relacionados con la no linealidad del material, la relación esfuerzo-deformación es a menudo una función no lineal del esfuerzo, la deformación y/o el tiempo. |
| Magnitud del desplazamiento | Se supone que los cambios en la geometría debidos al desplazamiento son pequeños y, por lo tanto, se ignoran, y el estado original (sin deformar) siempre se usa como estado de referencia. | Los desplazamientos pueden no ser pequeños, por lo tanto, puede ser necesario un estado de referencia actualizado |
| Propiedades materiales | Las propiedades de los materiales elásticos lineales suelen ser fáciles de obtener por lo general se consideran constante | Las propiedades no lineales de los materiales pueden ser difíciles de obtener y pueden requerir pruebas experimentales adicionales. |
| Reversibilidad | El comportamiento de la estructura es completamente reversible al retirar las cargas externas. | Tras la eliminación de las cargas externas, el estado final puede ser diferente del estado inicial. |
| Condiciones de borde | Las condiciones de contorno permanecen sin cambios a lo largo del análisis. | Las condiciones de contorno pueden cambiar, p.ej. un cambio en el área de contacto |
| Secuencia de carga | La secuencia de carga no es importante y el estado final no se ve afectado por el historial de carga. | El comportamiento de la estructura puede depender del historial de carga. |
| Iteraciones e incrementos | La carga se aplica en un paso de carga sin iteraciones. | La carga a menudo se divide en pequeños incrementos con iteraciones realizadas para garantizar que se satisfaga el equilibrio en cada incremento de carga. |

| | | |
|---|--|---|
| Tiempo de cálculo | El tiempo de cálculo es relativamente pequeño en comparación con los problemas no lineales. | Debido a los numerosos pasos de solución necesarios para los incrementos de carga y las iteraciones, el tiempo de cálculo es elevado, especialmente si se busca un alto grado de precisión. |
| Robustez de las soluciones | Se puede obtener fácilmente una solución sin interacción por parte del usuario. | En problemas no lineales difíciles, el código FE puede no converger sin alguna interacción por parte del usuario. |
| Uso de resultados | La superposición y la escala permiten factorizar y combinar los resultados según sea necesario | La factorización y combinación de resultados no es posible. |
| Estado inicial de esfuerzo/deformación | El estado inicial de esfuerzo y/o deformación no es importante. | El estado inicial de esfuerzo y/o deformación generalmente se requiere para problemas de no linealidad del material. |

A fines de la década de 1980 y 1990, la jerarquía del análisis y modelado no lineal aumentó significativamente con el surgimiento de la ingeniería sísmica basada en el desempeño (PBSE) como una metodología bien aceptada para la evaluación sísmica y el diseño de estructuras de edificios (ATC 40, 1996). Esta metodología utiliza el rendimiento estructural previsto para los decisores con la información clave en materia de seguridad y riesgo estructural. El desempeño se caracteriza principalmente en términos de daño esperado a los elementos estructurales y no estructurales. Dado que el daño estructural implica un comportamiento inelástico, los procedimientos tradicionales de diseño y análisis que se basan en el comportamiento elástico lineal solo pueden predecir tácitamente el comportamiento. Por el contrario, el objetivo de los procedimientos de análisis sísmico no lineal es estimar directamente la magnitud de las demandas sísmicas inelásticas [32].

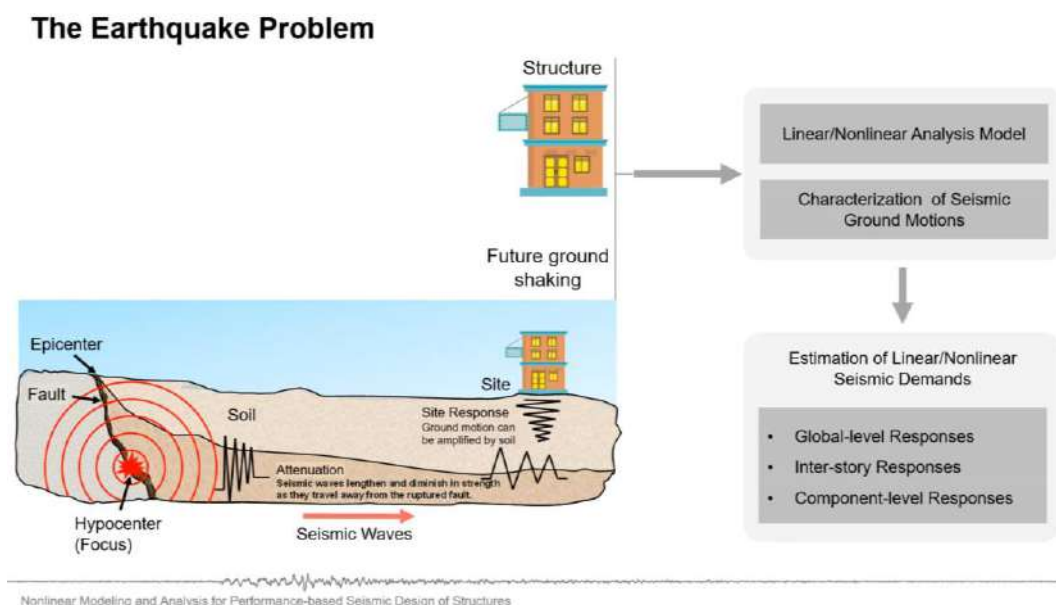


Ilustración 4. El problema del terremoto y la determinación de demandas sísmicas no lineales [32].

El procedimiento general para la determinación de demandas sísmicas no lineales implica una serie de pasos clave, como se muestra en la figura anterior. Primero se requiere que el ingeniero realice un modelo en un software estructural que se espera que imite el comportamiento de la estructura real. El movimiento sísmico previsto se caracteriza después de un análisis de riesgo sísmico teniendo en cuenta las características específicas del sitio. Luego se aplica un procedimiento de análisis al modelo estructural considerando todos los escenarios de carga importantes. Sus resultados dan lugar a predicciones de parámetros de demanda de ingeniería (EDP) que pueden compararse posteriormente con un criterio de aceptación (generalmente prescrito por las directrices de evaluación sísmica) para determinar el comportamiento sísmico del edificio. Los EDP normalmente se componen de desplazamientos globales (por ejemplo, en el techo o en cualquier otro punto de referencia), derivas entre pisos, fuerzas de piso, distorsiones de componentes y fuerzas de componentes (FEMA 440, 2005). El nivel de complejidad en este proceso general puede variar ampliamente según la elección del esquema de modelado y el procedimiento de análisis, así como el grado de precisión requerido. Si bien las pautas de evaluación sísmica permiten el uso de procedimientos de análisis aproximados para estructuras convencionales de baja a media altura, el procedimiento del análisis no lineal tiempo historia aún se recomienda como verificación final, particularmente para estructuras con una importancia extraordinaria o características especiales.

Análisis Estático no Lineal:

En la metodología estática no lineal, el piloto estructural es sometido a una fuerza lateral incremental que representa las fuerzas de inercia esperadas en la sacudida del suelo. La carga se aplica hasta que los deslizamientos impuestos alcancen el llamado “desplazamiento objetivo”, el cual simboliza la demanda de desplazamiento que los movimientos telúricos del terreno imputarían sobre la edificación. Una vez cargados al desplazamiento objetivo, los criterios de demanda para los componentes estructurales se confieren con los pertinentes parámetros de aceptación para el estado de desempeño deseado. También se pueden verificar las medidas de demanda a nivel del sistema, tales como desviaciones de pisos y cizallas de base. El análisis estático no lineal se emplea a edificaciones regulares de mediana altura, donde la refutación está sujeta por el modo de oscilación fundamental de vibración. No es recomendable para edificios más altos, angostos o irregulares, donde múltiples modos de vibración perturban el comportamiento de la estructura, [6].

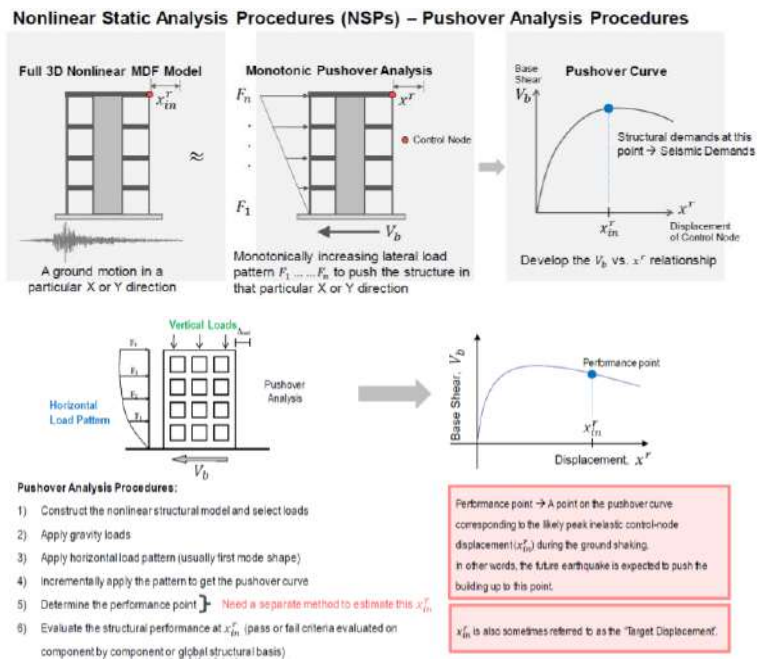


Ilustración 5: Análisis Pushover para la Evaluación del Desempeño de Edificios [30].

Análisis Dinámico no Lineal:

En contraste con el procedimiento estático no lineal, el procedimiento dinámico no lineal, cuando se implementa correctamente, proporciona un cálculo más preciso de la respuesta estructural a fuertes sacudidas del suelo. Dado que el modelo de análisis dinámico no lineal incorpora un comportamiento de miembro inelástico bajo movimientos cíclicos del suelo de terremotos, el procedimiento dinámico no lineal simula explícitamente la disipación de energía histérica en el rango no lineal. Solo la amortiguación en el rango lineal y otra disipación de energía no modelada deben agregarse como amortiguación viscosa. La respuesta dinámica se calcula para los movimientos del suelo sísmicos de entrada, lo que da como resultado datos del historial de respuesta sobre los parámetros de demanda pertinentes. Debido a la variabilidad inherente en los movimientos del suelo de los terremotos, los análisis dinámicos para múltiples movimientos del suelo son necesarios para calcular valores estadísticamente robustos de los parámetros de demanda para una determinada intensidad de movimiento del suelo o escenario de terremoto.

Como el análisis dinámico no lineal implica menos supuestos que el procedimiento estático no lineal, está sujeto a menos limitaciones. Sin embargo, la precisión de los resultados depende de los detalles del modelo de análisis y de qué tan fielmente captura los efectos conductuales significativos. Los criterios de aceptación suelen limitar las deformaciones máximas de los componentes estructurales a valores en los que se controla la degradación [6].

Metodología

Tipo y nivel de investigación:

La investigación es considerada de tipo descriptiva, explicativa y cumple un nivel cuantitativo.

Diseño de investigación:

No habrá manipulación de las variables de estudio por lo que el diseño de la investigación presente es no experimental.

Población y muestra:

La población y muestra para el desarrollo del presente proyecto es el edificio del Palacio Municipal de José Leonardo Ortiz.

Operacionalización de variables

Hipótesis:

Al realizar un análisis estático y dinámico no lineal nos permitirá obtener el desempeño sísmico del Palacio Municipal de José Leonardo Ortiz.

Variable independiente:

Análisis estático y dinámico no lineal

Variable dependiente:

Desempeño sísmico del Palacio Municipal de José Leonardo Ortiz

Tabla 5: Operacionalización de variables, Fuente: Propia

| VARIABLE | DIMENSIÓN | INDICADOR |
|---|--|------------------------------------|
| Var. Independiente: Análisis estático no lineal | Curva de Capacidad Punto de Desempeño | Análisis Pushover |
| Var. Independiente: Análisis dinámico no lineal | Cortantes basales Acelerogramas | Análisis Tiempo Historia |
| Var. Dependiente: Desempeño Sísmico del Palacio Municipal | Nivel de desempeño Sísmico | Código: ASCE, ATC-40 y VISION 2000 |

Técnicas e instrumentos de recolección de datos

- **Análisis de literatura:** Tesis, Artículos, normativa peruana (E.020, E.030, E.050, E.060) y normativa internacional (NEHRP, FEMA 440, VISION 2000, ATC 40, ASCE/SEI 41-17)

- **Compilación de información:** Obtención de los planos del levantamiento arquitectónico, resultados del ensayo de mecánica de suelos, esclerometría y escaneo del acero de refuerzo.
- **Observación:** Panel fotográfico del estado actual del edificio, juicio del autor y asesor.
- **Procesamiento de la información:** Microsoft Office (Excel, Word), AutoCAD, SAP 2000 y ETABS, Aplicación de la normativa peruana e internacional.

Ensayos de campo a realizar en el presente trabajo de investigación:

Estudio de Vulnerabilidad Estructural:

Tienen como objetivo realizar el diagnóstico estructural del palacio municipal, conocer las deficiencias estructurales de la edificación.

Ensayo de mecánica de suelos:

La finalidad de este estudio es con el fin de conocer la capacidad portante del suelo. Además de analizar sus propiedades como: contenido de humedad, análisis granulométrico, límite líquido y plástico, clasificación unificada de suelos.

Ensayo de escaneo de refuerzo:

El propósito del ensayo es lograr localizar las barras de acero de refuerzo, determinar su diámetro y el espesor del recubrimiento, este tipo de ensayo se lleva a cabo de tal manera que la integridad del elemento escaneado no se vea afectado. La realización de este ensayo se debe ante la carencia de planos estructurales de la edificación. Sin embargo, presenta limitaciones:

- A mayor profundidad se pierde la precisión del diámetro y del recubrimiento del acero de refuerzo.
- Pierde su validez en lugares donde hay mucha ocurrencia de acero de refuerzo.

Ensayo de esclerometría:

Establecida por la NTP 339.181, las pruebas con martillo de rebote son uno de los métodos de prueba no destructivos más populares para examinar la resistencia aproximada a la compresión del concreto en campo. Los ensayos son relativamente fáciles de realizar y de bajo costo. Más importante aún, no causará daños a la estructura existente y puede obtener los resultados en poco tiempo. Sin embargo, las estimaciones de resistencia a la compresión del concreto proporcionadas por las pruebas con martillo de rebote tienen un promedio de alrededor de un 20% de error porcentual absoluto medio cuando se comparan con los resultados de las pruebas destructivas [21].

Para la correcta realización del ensayo de esclerometría se hizo una revisión de seis diferentes investigaciones, con el fin de tener una visión general sobre sus ventajas y limitaciones:

En primer lugar, se realizó el registro de investigaciones obteniendo la siguiente matriz:

Tabla 6: Matriz de Registro de investigaciones. Fuente: Propia

| N° | CITA | AUTOR | TITULO DE LA INVESTIGACIÓN | AÑO |
|----|------|--------------------------|--|------|
| 1 | [22] | M. Borja Suárez | Correlación entre la resistencia real del concreto y el ensayo no destructivo de esclerometría para muestras de concreto en el departamento de Lambayeque. | 2018 |
| 2 | [23] | K. Zambrano Rojas | Determinación de la resistencia a la compresión del concreto mediante el método de esclerometría. | 2019 |
| 3 | [24] | G. Vélez Gallardo | Comparación de los ensayos de diamantina y esclerometría de la pavimentación de los jirones Japón, Portugal y Brasil – Cajamarca. | 2017 |
| 4 | [25] | B. Bolborea <i>et al</i> | Evaluación comparativa de la eficiencia de las metodologías utilizadas para determinar la resistencia a la compresión del hormigón: método estándar (destructivo) vs. Método no destructivo. | 2019 |
| 5 | [26] | Poorababi <i>et al</i> | Predicción de la resistencia a la compresión del hormigón mediante ensayos no destructivos mediante metodología de superficie de respuesta. | 2012 |
| 6 | [27] | A. Bernardo | Evaluation of self-compacting concrete strength with non-destructive tests for concrete structures. | 2019 |

En segundo lugar, se extrajo los aportes de cada investigación:

Tabla 7: Aportes de investigaciones respecto al ensayo de Esclerometría. Fuente: Propia

| N° | CITA | APORTES |
|----|------|--|
| 1 | [22] | La estimación del $f'c$ del concreto es posible mediante el ensayo de esclerometría, en condiciones controladas y teniendo en cuenta un margen de error y confiabilidad. La confiabilidad de la ecuación de fábrica del esclerómetro (válidas para suiza) es baja para nuestra región, ya que su coeficiente de correlación ha sido inferior a 0.80. El esclerómetro solo detecta la dureza y la resistencia hasta los primeros 5 cm de profundidad de una estructura de concreto, limitante que debe tenerse en cuenta al momento de analizar las estructuras. |
| 2 | [23] | Utilizando el esclerómetro de marca Zhejiang T. I. Co. Los resultados son un 19.39% mayores que los valores obtenidos en el ensayo de extracción diamantina, en cambio el esclerómetro FORNEY. L. P. son 54.87% mayores que los valores conseguidos en el ensayo de extracción diamantina. |
| 3 | [24] | El método desarrollado en la presente investigación es más confiable que el método tradicional de esclerometría (abaco referencial de fábrica) por un 82.6% en algunos casos, hasta un 97.37% de grado máximo de fiabilidad, debido a que se consideró cualidades como, la edad del concreto y el tipo de piedra. |
| 4 | [25] | Para determinar la resistencia a la compresión del hormigón de una manera no invasiva, se eligió una combinación entre el martillo de rebote y la velocidad del pulso-ultrasónico para la presente evaluación. El método no destructivo combinado ofrece una confianza del 85-90% para este caso particular. Si hay núcleos de hormigón disponibles, se espera que la precisión sea al menos del 85 al 90%. Por otro lado, en caso de que se desconozca la mezcla de hormigón y no haya núcleos de hormigón a disposición, se espera que los errores alcancen el $\pm (25 \wedge 35) \%$. |

| | | |
|---|------|--|
| 5 | [26] | La prueba del número de rebote (RN) como prueba no destructiva puede predecir la resistencia a la compresión de las muestras de concreto con cierta precisión. Los resultados mostraron que la predicción de precisión del único RN aumenta con el envejecimiento ($R^2 = 0,801$, $R^2 = 0,868$ y $R^2 = 0,916$ para la edad de 7 días, 28 días y 90 días, respectivamente). |
| 6 | [27] | Se realizó un análisis de variabilidad de prueba y se calcularon los límites de confianza del 95% para las correlaciones obtenidas. Los resultados obtenidos para el concreto autocompactado (SCC) mostraron buenas correlaciones entre la resistencia a la compresión del hormigón y los resultados de las pruebas no destructivas. La correlación obtenida entre el número de rebote y la resistencia media a la compresión del el concreto autocompactado (SCC) estudiado es alrededor de 0.96. |

Ensayo de diamantina:

Establecida por la NTP 339.181, el ensayo de obtención de núcleos de diamantina es el método más certero para determinar la resistencia a la compresión real de los elementos estructurales en una edificación existente cuando se tenga sospecha de que la resistencia a la compresión del proyecto debido a resultados bajos de resistencia durante la construcción o existan indicios de daños en la estructura.

Plan de procesamiento y análisis de datos

ETAPA 1

- Evaluación de vulnerabilidad estructural de la edificación.
- Revisión de los planos de arquitectura.
- Ensayo de mecánica de suelos.
- Ensayo de esclerometría
- Ensayo de núcleos de diamantina.
- Ensayo de escaneo de refuerzo.

ETAPA 2

- Análisis de los datos obtenidos en el ensayo de estudio de mecánica de suelos, ensayo de esclerometría y escaneo de refuerzo.
- Modelamiento del edificio en cuatro bloques estructurales A, B, C, D.
- Análisis sísmico lineal considerando las irregularidades estructurales del edificio en cuatro bloques estructurales A, B, C, D.

ETAPA 3

- Realización del análisis estático no lineal y dinámico estático no lineal a cada bloque estructural.

ETAPA 4

- Análisis de los resultados obtenidos luego haber realizado el análisis estático no lineal y el análisis dinámico no lineal.

- Evaluar el nivel de desempeño sísmico requerido del Palacio Municipal como edificación esencial.
- Plantear una propuesta de reforzamiento de la estructura en caso lo amerite.

Resultados y discusiones

Descripción general de la edificación

El presente proyecto de tesis tiene como edificación propuesta en estudio, al edificio del Palacio Municipal del Distrito de José Leonardo Ortiz.



Ilustración 6: Frontis del Palacio Municipal. Fuente: Propia

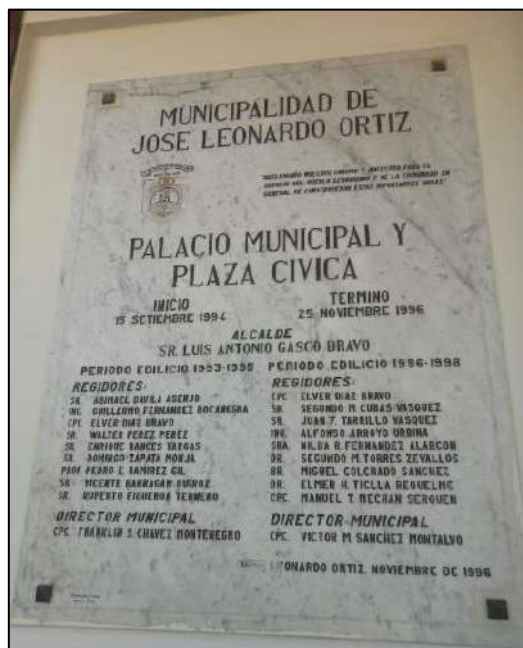


Ilustración 7. Año de construcción del Palacio Municipal. Fuente: Propia

Ubicación

- **Departamento:** Lambayeque
- **Provincia:** Chiclayo
- **Distrito:** José Leonardo Ortiz
- **Avenida:** Sáenz Peña 251, José Leonardo Ortiz 14002



Ilustración 8: Localización y Ubicación del Palacio Municipal. Fuente: Propia

Accesos:

El acceso al Palacio Municipal, teniendo en cuenta como punto de partida la plaza de principal del distrito de Chiclayo, la ruta más corta es por la Av. Sáenz Peña la distancia es de 2.3km en un tiempo de 10 minutos en promedio; la imagen 02 describe las rutas de acceso, la distancia promedio es de 7.5km.

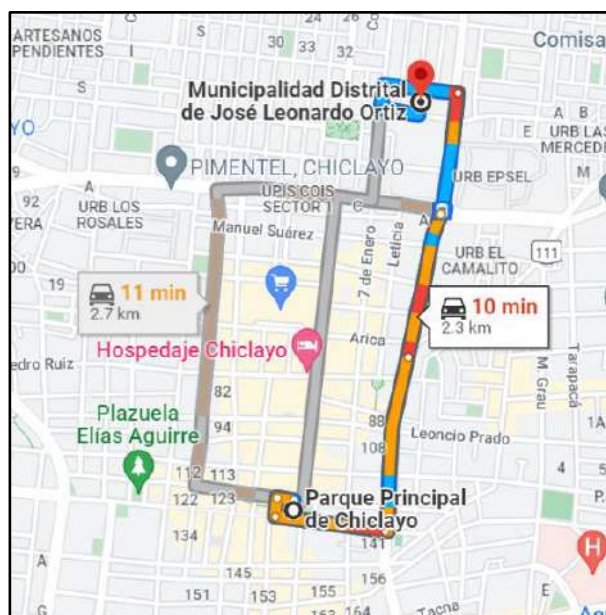


Ilustración 9: Acceso principal desde el Palacio Municipal. Fuente: Google maps

Características:

- Se construyó en el año de 1994 y se inauguró en el año de 1996. (Ver Ilustración 6).
- Consta de 4 niveles y el área total del edificio es de 1270 m².
- El edificio municipal alberga alrededor de 650 trabajadores.
- La edificación esta dividida por medio de juntas sísmicas en cuatro bloques estructurales, denominados con las letras A, B, C y D tal como lo muestra la siguiente ilustración:

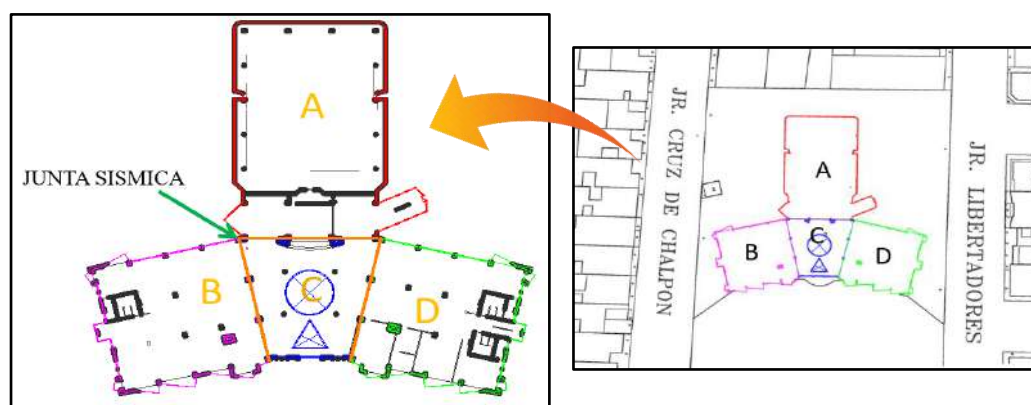


Ilustración 10: Bloques estructurales. Fuente: Propia

Evaluación de la vulnerabilidad estructural:

Luego de haber realizado la evaluación estructural y revisar los planos arquitectónicos se determinó lo siguiente:

- De la configuración estructural se ha podido identificar las características de los bloques estructurales:
 - Presentan un sistema estructural aporricado en ambos sentidos.
 - Columnas de secciones rectangulares de 30x40cm y 15x30cm y circulares de Ø40cm y Ø30cm
 - Vigas de secciones rectangulares de 30x50cm, 30x40cm y 15x30cm
 - Losa Aligerada Unidireccional de 20cm.
- El último mejoramiento y acondicionamiento del Palacio Municipal fue ejecutado en el año 2011 (Ver anexo N°06).
- Presenta fisuras en algunos elementos estructurales y sobre todo predomina la presencia de humedad en distintos ambientes. (Ver anexo N° 01).
- Se identificó las juntas sísmicas entre bloques estructurales A, B, C, D. (Ver anexo N° 01).

Estudio de mecánica de suelos

Se realizó 03 calicatas alrededor del palacio municipal, el terreno estudiado arroja los siguientes valores para ser considerados en el análisis sísmico:

- Suelo de apoyo: CL (Arcilla de Baja Plasticidad).
- Desarrollo: A partir de -2.00 m (promedio) desde el nivel de terreno natural (NTN).
- Posición de la capa freática: se encontró la profundidad de 1.70m
- Material para ser usado como relleno compactado: Mala.
- Tipo de Cimentación recomendada: Superficial (Cimiento Corridos, Cuadrado o Placa de cimentación).

Tabla 8: Capacidad Portante del suelo. Fuente: Propia

| DATOS | C-1 (kg/cm ²) | C-2 (kg/cm ²) | C-2 (kg/cm ²) |
|----------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| C. Continuo | 0.72 | 0.75 | 0.74 |
| Placa de Cimentación | 1.61 | 1.96 | 1.64 |
| C. Cuadrada | 0.88 | 0.90 | 0.92 |

- Distorsión Angular: 0.0049
- Agresividad de los suelos al cemento: agresividad Insignificante.
- Parámetros Sísmicos:

Tabla 9: Parámetros de Sitio . Fuente: Propia

| FACTOR | VALOR | OBSERVACIÓN |
|--------|-------|-------------------------|
| Z | 0.45 | Zona 4 |
| S | 1.50 | |
| TP(s) | 1.00 | Suelo Blando Tipo S3 |
| TL(s) | 1.60 | |

Ensayo de esclerometría y núcleos de Diamantina

Después de obtener los permisos correspondientes se realizó el ensayo de esclerometría y núcleos de diamantina, donde se extrajeron 7 núcleos de manera aleatoria y luego fueron ensayados por el esclerómetro, con el fin de determinar el porcentaje de error obtenido por el índice de rebote en relación a la resistencia conseguida por ensayar los núcleos de diamantina.

En primer lugar, se muestra la tabla N°10, donde se exponen los resultados del ensayo de esclerometría:

Tabla 10. Resultados de esclerometría. Fuente: Propia

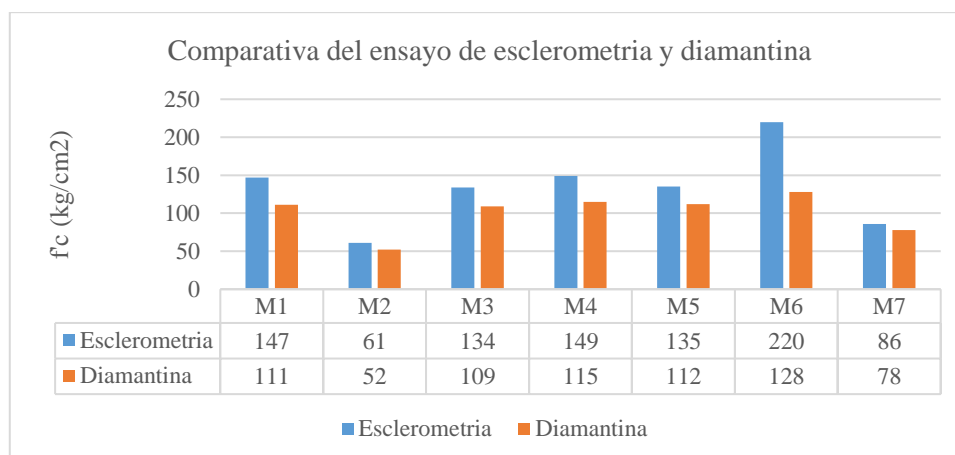
| N° | ELEMENTO | f'c (kg/m2) |
|-----|------------------|-------------|
| E-1 | COLUMNA BLOQUE A | 147 |
| E-2 | COLUMNA BLOQUE B | 61 |
| E-3 | VIGA BLOQUE B | 134 |
| E-4 | COLUMNA BLOQUE D | 149 |
| E-5 | COLUMNA BLOQUE D | 135 |
| E-6 | VIGA BLOQUE C | 220 |
| E-7 | COLUMNA BLOQUE A | 86 |

En segundo lugar, en la tabla N°11 se exponen los resultados del ensayo de diamantina, para poder realizar los modelados computacionales se obtuvo la media de los valores menos dispersos obteniendo como resistencia a la compresión real del concreto de los elementos estructurales del Palacio Municipal es de 115kg/cm²

Tabla 11. Resultados de diamantina. Fuente: Propia

| N° | ELEMENTO | f'c (kg/m2) |
|-----|------------------|-------------|
| D-1 | COLUMNA BLOQUE A | 111 |
| D-2 | COLUMNA BLOQUE B | 52 |
| D-3 | VIGA BLOQUE B | 109 |
| D-4 | COLUMNA BLOQUE D | 115 |
| D-5 | COLUMNA BLOQUE D | 112 |
| D-6 | VIGA BLOQUE C | 128 |
| D-7 | COLUMNA BLOQUE A | 78 |

Finalmente, se realizó una comparativa entre ambos ensayos y descartando los valores más dispersados se determinó que el ensayo de esclerometría tiene un error promedio de + 25%.



Escaneo de acero de refuerzo

Se llegó a determinar el acero de refuerzo longitudinal y transversal de los elementos estructurales. Para la realización del ensayo, se empleó un Escáner de marca Procect D-te ct – 150 SV.

Tabla 12: Acero de refuerzo longitudinal de los elementos estructurales. Fuente: Propia

| | Nomenclatura | Sección (cm) | # Varillas | Ø (pulg) |
|----------|--------------|--------------|------------|----------|
| Columnas | C1 | 30x40 | 8 | 3/4 |
| | C2 | 15x30 | 6 | 1/2 |
| | C3-Circular | r=15 | 8 | 5/8 |
| | C3-Circular | r=20 | 8 | 3/4 |
| Vigas | V1 - inf | 30x50 | 3 | 5/8 |
| | V1 - sup | | 2 | 5/8 |
| | V2 - inf | 30x40 | 2 | 5/8 |
| | V2 - sup | | 2 | 5/8 |
| | V3 - inf | 20x20 | 2 | 1/2 |
| | V3 - sup | | 2 | 1/2 |

Modelado y análisis en sap2000 de la edificación

Para la realización del modelado y análisis se utilizó el software SAP200, basándose en el levantamiento arquitectónico, los ensayos de esclerometría y escaneo de acero de refuerzo. Además, se consideró un solo modelado para los bloques B y D por presentar una misma arquitectura.

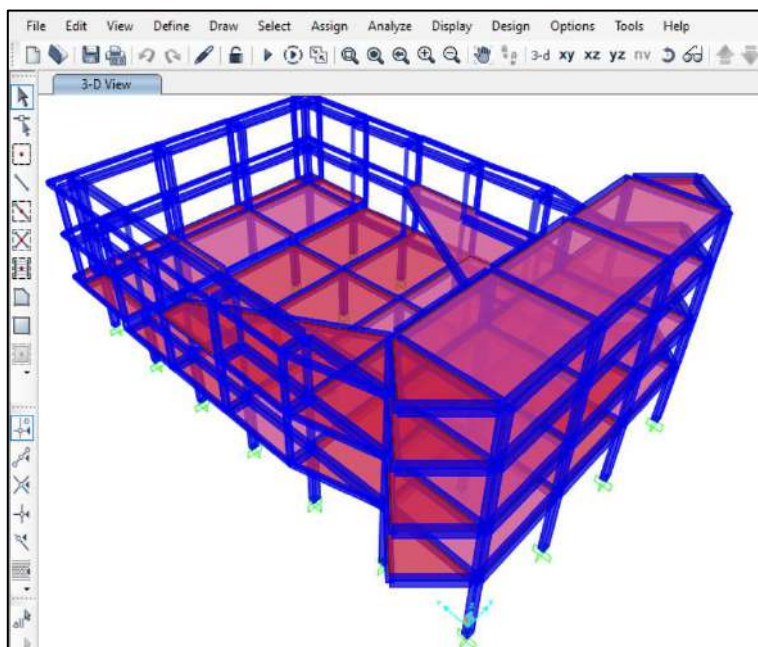


Ilustración 11: Modelamiento del Bloque A en SAP 2000. Fuente: Propia

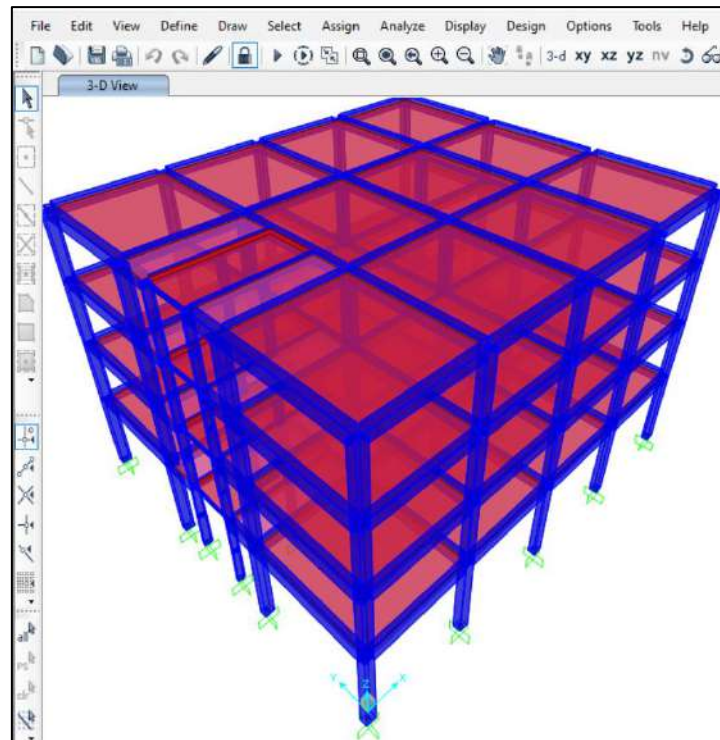


Ilustración 12: Modelamiento del Bloque B y D en SAP 2000.

Fuente: Propia

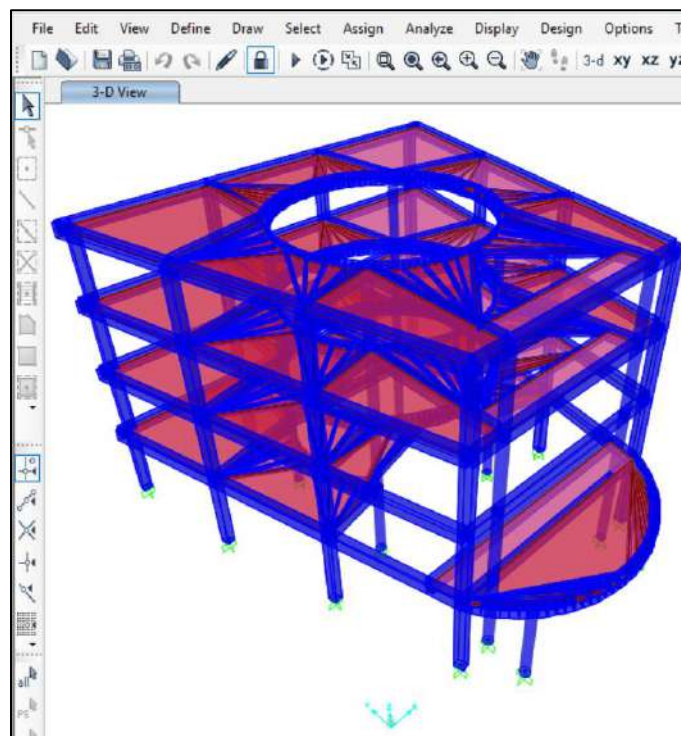


Ilustración 13: Modelamiento del Bloque C en SAP 2000

Fuente: Propia

Análisis sísmico lineal

Para el análisis sísmico lineal de la edificación se tomaron en cuenta los siguientes aspectos:

- a) Peso sísmico para un edificio esencial: 100% CM + 50% CV
- b) Propiedades mecánicas del concreto:
 - Resistencia a la Compresión $f'c=115 \text{ kg/cm}^2$
 - Peso Unitario 2400 kg/cm^3
 - Módulo de Elasticidad $E=15000 \sqrt{f'c}=160,857.0794 \text{ kg/cm}^2$
 - Módulo de Poisson $\mu=0.15$
- c) Propiedades mecánicas del acero de refuerzo:
 - Esfuerzo de Fluencia $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
 - Peso unitario 7850 kg/m^3
 - Módulo de Elasticidad 2000000 kg/cm^2
- d) Metrado de cargas de cada bloque acorde a la norma E. 020:

METRADO DE CARGAS BLOQUE A

Suma de Cargas por ambiente

Escenario

| | | | | |
|-----------------------|--------|-----------------|--------|--------------------|
| - L. aligerada e=20cm | 300.00 | - S/C escenario | 750.00 | |
| - Acabados | 100.00 | CV= | 750.00 | kgf/m ² |
| CM= | 400.00 | | | kgf/m ² |

Zona de asientos

| | | | | |
|-----------------------|--------|----------------------|--------|--------------------|
| - L. aligerada e=20cm | 300.00 | - S/C asientos fijos | 300.00 | |
| - Acabados | 100.00 | CV= | 300.00 | kgf/m ² |
| CM= | 400.00 | | | kgf/m ² |

Carga asignada a las vigas con volado

Muros - Oficinas

| | | |
|----------------|---------|--------------------|
| - P.Unit. Lad. | 1800.00 | kgf/m ³ |
| - Ancho | 0.15 | m |
| - Alto | 2.90 | m |

METRADO DE CARGAS BLOQUE B Y D

Suma de Cargas por ambiente

Oficinas

| | | | | |
|-----------------------|--------|-----------------------|--------|--------------------|
| - L. aligerada e=20cm | 300.00 | - S/C of. sin archivo | 250.00 | |
| - Acabados | 100.00 | CV= | 250.00 | kgf/m ² |
| - Tabiquería móvil | 100.00 | | | |
| CM= | 500.00 | | | kgf/m ² |

Escaleras

| | | | | |
|--------------------|--------|----------------|--------|--------------------|
| - L. Maciza e=20cm | 480.00 | - S/C escalera | 400.00 | |
| - Acabados | 100.00 | CV= | 400.00 | kgf/m ² |
| CV= | 580.00 | | | kgf/m ² |

Azotea

| | | | | |
|-----------------------|--------|--------------|--------|--------------------|
| - L. aligerada e=20cm | 300.00 | - S/C Azotea | 100.00 | |
| - Acabados | 100.00 | CV= | 100.00 | kgf/m ² |
| CM= | 400.00 | | | kgf/m ² |

Ilustración 14: Metrado de cargas de cada bloque.

Fuente: Propia

e) Parámetros sísmicos de todos los bloques:

Tabla 13: Parámetros sísmicos de los bloques A, B, C y D.

Fuente: Propia

| Factores | BLOQUES | | |
|----------|---------|-------|-------|
| | A | B Y D | C |
| Z | 0.45 | 0.45 | 0.45 |
| U | 1.5 | 1.5 | 1.5 |
| S | 1.1 | 1.1 | 1.1 |
| Tp | 1 | 1 | 1 |
| Tl | 1.6 | 1.6 | 1.6 |
| Tx | 0.47 | 0.613 | 0.617 |
| Ty | 0.64 | 0.786 | 0.658 |
| C | 2.5 | 2.5 | 2.5 |
| Ro | 8 | 8 | 8 |
| La | 0.75 | 1 | 0.85 |
| Lp | 0.9 | 1 | 1 |
| R | 5.4 | 8 | 6.8 |
| ZUCS/R | 0.344 | 0.232 | 0.273 |

Análisis sísmico lineal del Bloque A:

a) Comprobación de Irregularidades:

Irregularidad en altura:

El bloque A, no presenta irregularidades como piso blando, piso débil, geometría vertical y interrupción en los componentes resistentes, sin embargo, sí presenta las sucesivas irregularidades:

Presencia de irregularidad por peso o masa; en todos los casos el peso respecto de un piso adyacente es superior a 1.5.

Tabla 14: Irregularidad por peso o masa, bloque A.

Fuente: Propia

| IRREGULARIDAD DE MASA O PESO | | |
|------------------------------|-------|---------|
| TECHO | PESO | RATIO |
| T4 | 70.8 | |
| T3 | 110.4 | 1.55932 |
| T2 | 263.5 | 2.38678 |
| T1 | 466.6 | 1.77078 |

Muestra irregularidad por geometría vertical; La dimensión en planta es mayor que 1.3 respecto de un piso adyacente.

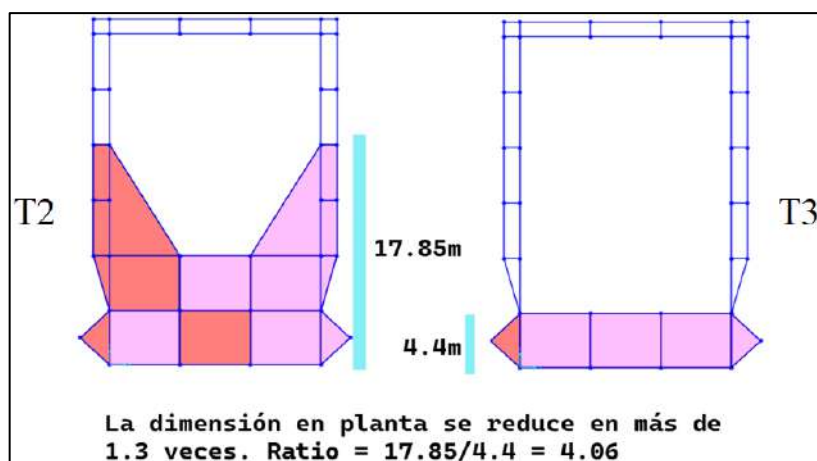


Ilustración 15: Irregularidad por geometría vertical, bloque A.

Fuente: Propia

Irregularidad en planta:

El bloque A, no presenta elementos estructurales que giran, todos los elementos son paralelos en ambas direcciones, sin embargo, ostenta las consecutivas irregularidades:

Ostenta irregularidad por diafragma; se tiene una restricción con un área neta menor al 25% del total. En la siguiente imagen se muestra que el área resistente es de $2.4/18.3 = 13.11\%$ inferior al 25%.

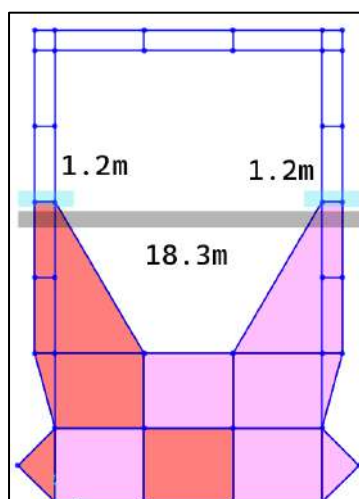


Ilustración 16: Irregularidad por diafragma bloque A.

Fuente: Propia.

Existe irregularidad por torsión debido a que posee una ratio entre la deriva máxima y promedio superior a 1.3 cuando se analiza en la dirección XX y en el segundo nivel donde se tiene toda la masa hacia un lado.

Tabla 15: Irregularidad por torsión bloque A.

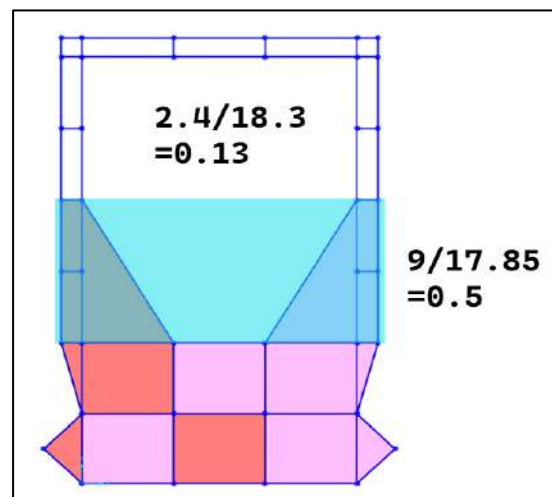
Fuente: Propia.

| IRREGULARIDAD TORSIONAL - XX | | | |
|------------------------------|----------|---------|----------------|
| TECHO | Promedio | Max | Ratio |
| T4 | 0.00705 | 0.00777 | 1.10165 |
| T3 | 0.01551 | 0.01661 | 1.07088 |
| T2 | 0.02083 | 0.02766 | 1.32753 |
| T1 | 0.01757 | 0.02015 | 1.14656 |

Presencia de esquinas entrantes al tener vacíos mayores al 20% en cada lado.

Ilustración 17: Irregularidad por esquinas entrantes bloque A.

Fuente: Propia



b) Derivas:

Se obtuvo una deriva máxima de 27.7/1000 en dirección XX, y una deriva máxima de 30.6/1000 respecto a la dirección YY.

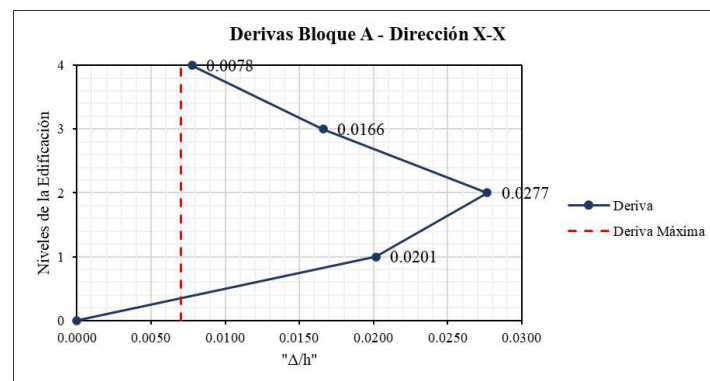


Ilustración 18. Derivas del bloque A en dirección XX.

Fuente: Propia

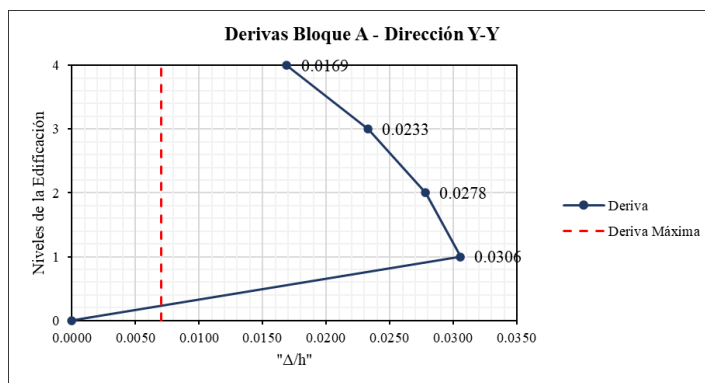


Ilustración 19: Derivas del bloque A en dirección YY.

Fuente: Propia

c) Cortantes Basales:

En función de los parámetros sísmicos considerados se calcula cortante basal estática mínima que se debe de considerar del 90% al ser una estructura irregular y se amplifica la cortante dinámica a dicho valor mínimo definido como el factor.

Tabla 16: Cortantes Basales del Bloque A.

Fuente: Propia

| W (ton) | 924.6906 | V = | ZUCS/R*W | 317.862 |
|-----------|------------|---------------|--------------|---------|
| Dirección | Vest (ton) | 0.9Vest (ton) | Vmodal (ton) | Factor |
| XX | 317.86 | 286.076 | 195.5 | 1.463 |
| YY | 317.86 | 286.076 | 270.4 | 1.058 |

Análisis sísmico lineal del Bloque B y D:

a) Irregularidades:

Los bloques B y D se comprobó que no presentan irregularidad alguna tanto en planta como en altura, es decir, no presenta cambios bruscos de masa o rigidez. De todas maneras, se realizaron algunas corroboraciones de irregularidades.

Irregularidad en altura:

No presenta irregularidad de rigidez o piso blando; en todos los casos la rigidez es superior a 0.7, lo cual prueba que la rigidez del entrepiso inferior es más rígida que el superior.

Tabla 17: Irregularidad de rigidez bloque B y D.

Fuente: Propia

| IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ O PISO BLANDO | | | | |
|--|---------------------|---------------------|----------|----------|
| TECHO | RIGIDEZ XX (tonf/m) | RIGIDEZ YY (tonf/m) | Ratio XX | Ratio YY |
| T4 | 1646.110 | 1910.482 | | |
| T3 | 1504.983 | 2035.234 | 0.914 | 1.065 |
| T2 | 1593.774 | 2000.895 | 1.059 | 0.983 |
| T1 | 1991.631 | 1742.750 | 1.250 | 0.871 |

No muestra piso débil; En todos los casos la rigidez es superior a 0.8, lo cual prueba que la resistencia inferior es mayor que el superior.

Tabla 18: Irregularidad de resistencia bloque B y D

Fuente: Propia

| IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA O PISO DEBIL | | | | |
|---|-----------------------|-----------------------|----------|----------|
| TECHO | RESISTENCIA XX (tonf) | RESISTENCIA YY (tonf) | Ratio XX | Ratio YY |
| T4 | 81.5 | 61.6 | | |
| T3 | 127.5 | 127.6 | 1.564417 | 2.071429 |
| T2 | 183.7 | 181.5 | 1.440784 | 1.422414 |
| T1 | 203.7 | 211.8 | 1.108873 | 1.166942 |

Irregularidad en planta:

No existe irregularidad torsional; la deriva máxima respecto de la deriva promedio es inferior a 1.3 en ambas direcciones.

Tabla 19: Irregularidad Torsional bloque B y D

Fuente: Propia

| IRREGULARIDAD TORSIONAL - DIRECCIÓN XX | | | |
|--|----------|-------|-------|
| TECHO | Promedio | Max | Ratio |
| T4 | 0.017 | 0.018 | 1.061 |
| T3 | 0.029 | 0.031 | 1.065 |
| T2 | 0.040 | 0.042 | 1.069 |
| T1 | 0.035 | 0.038 | 1.085 |
| IRREGULARIDAD TORSIONAL - DIRECCIÓN YY | | | |
| TECHO | Promedio | Max | Ratio |
| T4 | 0.011 | 0.011 | 1.020 |
| T3 | 0.022 | 0.023 | 1.047 |
| T2 | 0.031 | 0.033 | 1.062 |
| T1 | 0.042 | 0.045 | 1.065 |

b) Derivas:

Se obtuvo una deriva máxima de 42.5/1000 en la dirección XX, y una deriva máxima de 44.6/1000 respecto a la dirección YY.

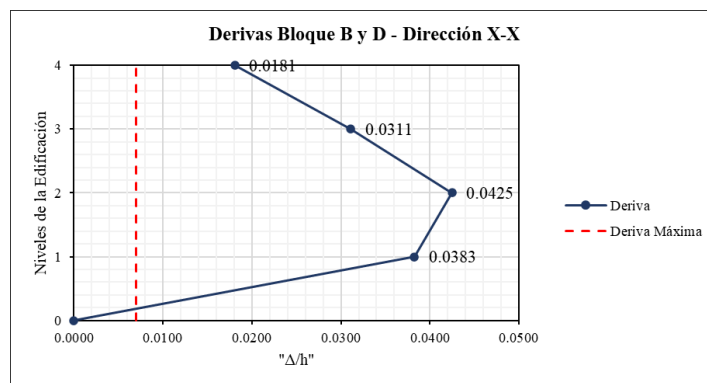


Ilustración 20: Derivas del bloque B y D dirección XX.

Fuente: Propia

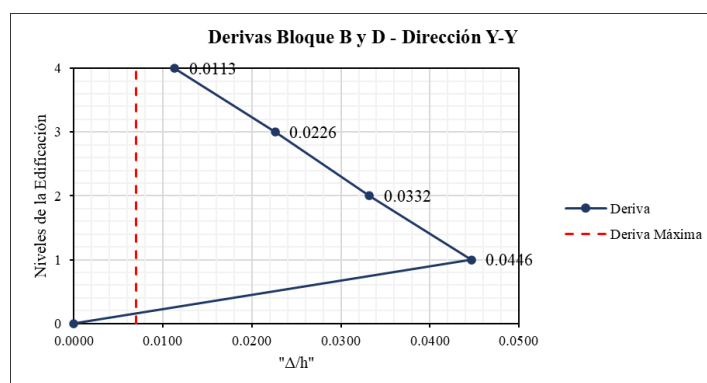


Ilustración 21: Derivas del bloque B y D dirección YY.

Fuente: Propia

c) Cortantes Basales:

En función de los parámetros sísmicos considerados se calcula cortante basal estática mínima que se debe de considerar del 80% al ser una estructura regular y se amplifica la cortante dinámica a dicho valor mínimo definido como el factor.

| W (ton) | 937.0512 | V = | ZUCS/R*W | 217.425 |
|-----------|------------|---------------|--------------|---------|
| Dirección | Vest (ton) | 0.9Vest (ton) | Vmodal (ton) | Factor |
| XX | 217.43 | 173.940 | 191 | 0.911 |
| YY | 217.43 | 173.940 | 199.8 | 0.871 |

Tabla 20: Cortantes Basales del Bloque B y D

Fuente: Propia

Análisis sísmico lineal del Bloque C:

a) Irregularidades:

El bloque C se considera irregular por presentar una discontinuidad del diafragma.

Irregularidad en altura:

No presenta irregularidad por piso blando, la rigidez en todos los casos es superior a 0.7

Tabla 21: Irregularidad de piso blando bloque C. Fuente: Propia

| IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ O PISO BLANDO | | | | |
|--|---------------------|---------------------|----------|----------|
| TECHO | RIGIDEZ XX (tonf/m) | RIGIDEZ YY (tonf/m) | Ratio XX | Ratio YY |
| T4 | 914.954 | 1816.203 | | |
| T3 | 1111.917 | 1824.151 | 1.215 | 1.004 |
| T2 | 1087.098 | 1743.981 | 0.978 | 0.956 |
| T1 | 1192.828 | 2152.351 | 1.097 | 1.234 |

En todos los casos el peso respecto de un piso adyacente es superior a 1.5, se concluye que sí hay irregularidad por masa o peso.

Tabla 22: Irregularidad por masa bloque C. Fuente: Propia

| IRREGULARIDAD DE MASA O PESO | | |
|------------------------------|-------|---------|
| TECHO | PESO | RATIO |
| T4 | 117.4 | |
| T3 | 145.8 | 1.24191 |
| T2 | 120.1 | 0.82373 |
| T1 | 135 | 1.12406 |

Irregularidad en planta:

Se ha considerado la irregularidad por diafragma en el sentido que se tiene una restricción con un área neta menor al 25% del total. En la siguiente imagen se muestra que el área resistente es de $0/16 = 0\%$ inferior al 25%.

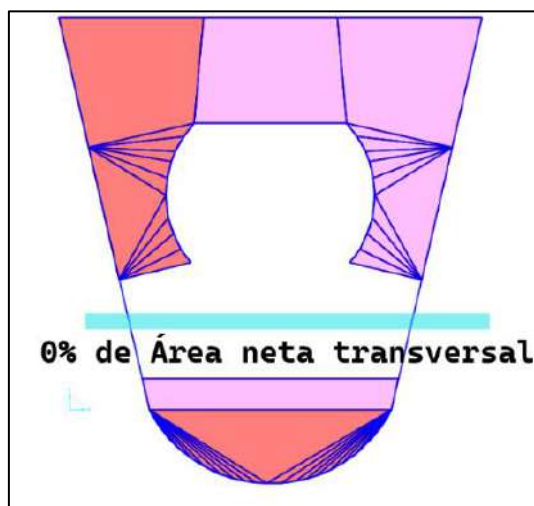


Ilustración 22: Irregularidad por diafragma bloque C. Fuente: Propia

Se verificó la irregularidad por torsión y no presenta, debido a que posee una ratio entre la deriva máxima y promedio inferior a 1.3 cuando se analiza en la dirección XX y YY como se observa en las siguientes tablas respectivamente.

Tabla 23: Irregularidad por torsión bloque C.

Fuente: Propia

| IRREGULARIDAD TORSIONAL - XX | | | | IRREGULARIDAD TORSIONAL - YY | | | |
|------------------------------|----------|---------|---------|------------------------------|----------|---------|---------|
| TECHO | Promedio | Max | Ratio | TECHO | Promedio | Max | Ratio |
| T4 | 0.00917 | 0.00927 | 1.01045 | T4 | 0.0086 | 0.00933 | 1.08506 |
| T3 | 0.01579 | 0.01673 | 1.05907 | T3 | 0.01786 | 0.01926 | 1.07825 |
| T2 | 0.02062 | 0.02253 | 1.09225 | T2 | 0.02507 | 0.02685 | 1.07079 |
| T1 | 0.01702 | 0.01974 | 1.15959 | T1 | 0.01955 | 0.02128 | 1.08862 |

b) Derivas:

Se obtuvo una deriva máxima de 42.5/1000 en la dirección XX, y una deriva máxima de 44.6/1000 respecto a la dirección YY.

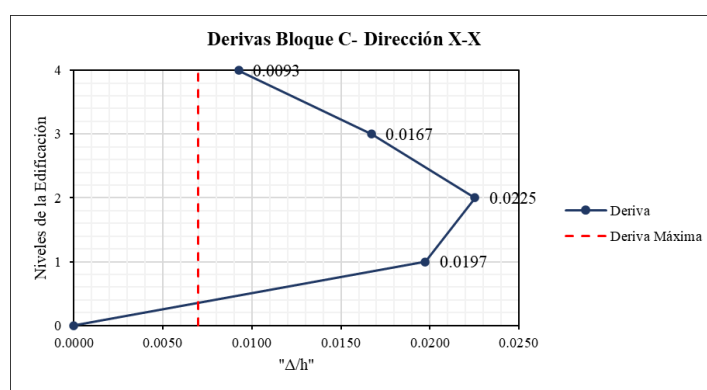


Ilustración 23: Derivas bloque C dirección XX.

Fuente: Propia

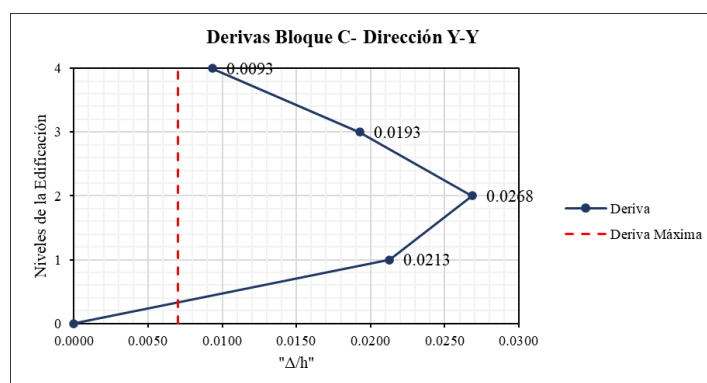


Ilustración 24: Derivas bloque C dirección YY.

Fuente: Propia

c) Cortantes Basales:

Tabla 24: Cortantes Basales del Bloque B y D.

Fuente: Propia

| W (ton) | 497.2689 | V = | ZUCS/R*W | 135.743 |
|-----------|------------|---------------|--------------|---------|
| Dirección | Vest (ton) | 0.9Vest (ton) | Vmodal (ton) | Factor |
| XX | 135.74 | 122.169 | 111.7 | 1.094 |
| YY | 135.74 | 122.169 | 115.2 | 1.060 |

Análisis sísmico estático no lineal*Material:*

Se considera para el concreto el modelo concreto sin confinar de 115 kg/cm² y para el acero un modelo simple con endurecimiento de 4200 a 6300 kg/cm². No se considera el concreto confinado debido a que no cumple con el espaciamiento de la norma peruana, las columnas tienen poca sección (30x40cm) y solo cuentan con dos ramas de acero en la sección.

Plasticidad en elementos de concreto armado:

La plasticidad se define como tipo fibra, donde los elementos de concreto armado como vigas y columnas son divididas en pequeñas secciones llamadas fibras del material que se componen, en este caso concreto y acero de refuerzo. Las fibras sirven para realizar el equilibrio, compatibilización y leyes constitutivas con la finalidad de formar la curva momento-rotación. En las siguientes figuras se presenta para una columna del bloque A, el diagrama momento rotación de una columna, además se visualiza una fibra de concreto y una del acero de refuerzo.

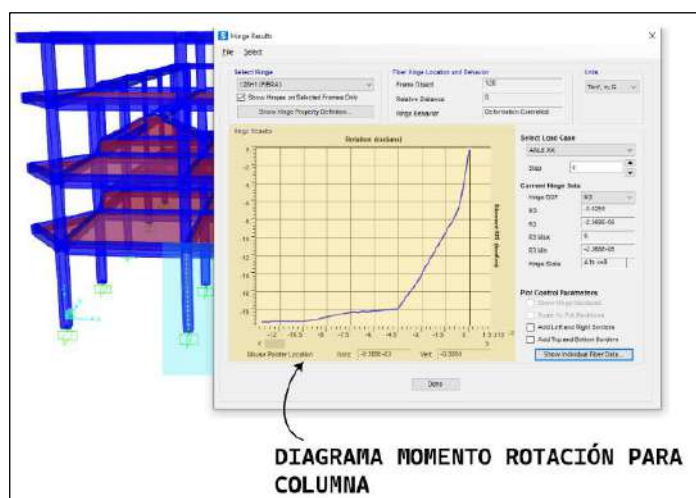


Ilustración 25. Diagrama momento rotación de una columna. Fuente: Propia

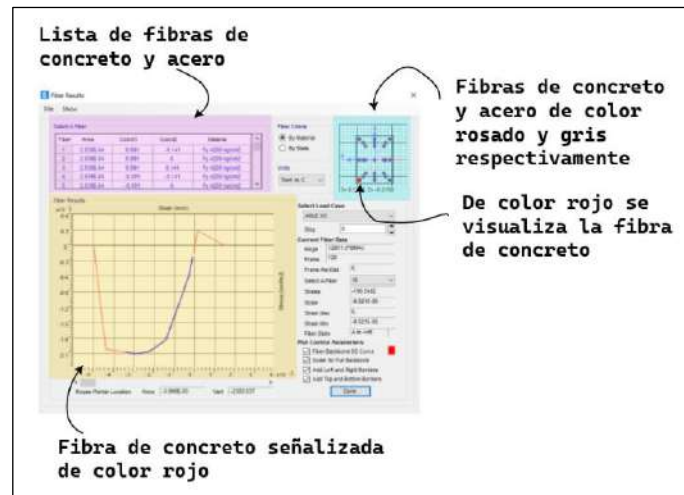


Ilustración 26: Representación de una fibra de concreto.

Fuente: Propia.

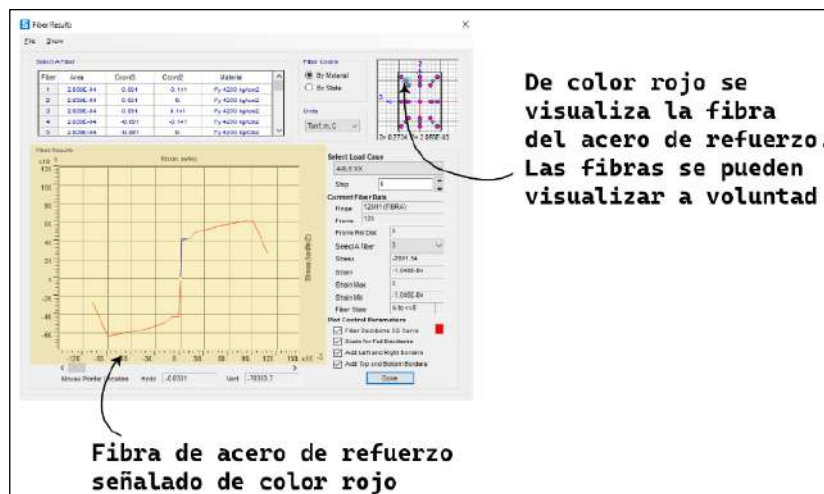


Ilustración 27: Representación de una fibra del acero de refuerzo.

Fuente: Propia

Consideraciones para el caso de análisis no lineal estático:

Para la formulación del análisis no lineal estático se utiliza los lineamientos del ASCE 41-17, donde se hace mención que para el desplazamiento se tomará en consideración el centro de masa del último nivel y la carga lateral que utilizará será el modo fundamental en la dirección en consideración.

Curva de capacidad del bloque A:

Se muestra la curva de capacidad del bloque A, donde en la dirección XX se muestra una pendiente más empinada debido a la orientación de las columnas.

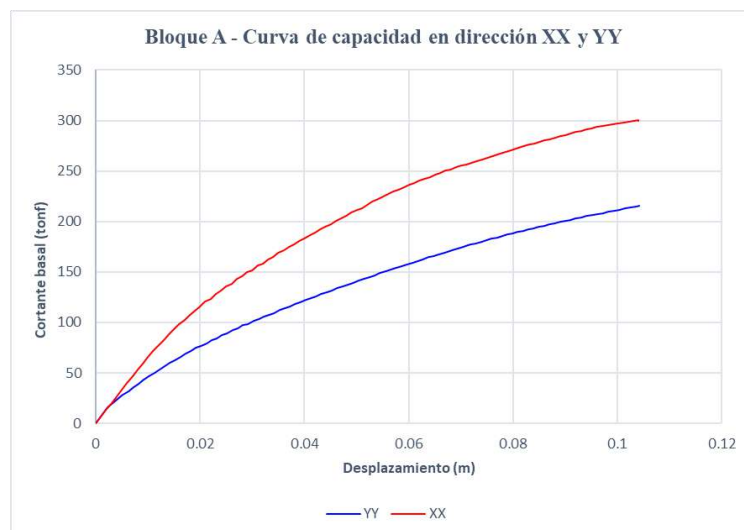


Ilustración 28: Curva de capacidad del bloque A.

Fuente: Propia

El punto final de la curva de capacidad se establece como el colapso de la estructura y está en función del colapso de las columnas en función de la rotación acorde a la tabla 11-4 del ATC40. Se analizan dos columnas con la finalidad de calcular la rotación de colapso y con ello verificar el punto final de la curva de capacidad.

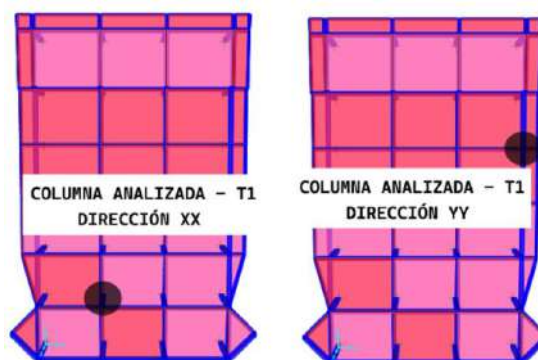


Ilustración 29. Bloque A: ubicación de las columnas para el cálculo de la rotación.

Datos en dirección XX:

- $P = 4630 \text{ kg}$, $A_g = 1200 \text{ cm}^2$, $f'_c = 115 \text{ kg/cm}^2$,
- $V = 13160 \text{ kg}$, $b_w = 40 \text{ cm}$, $d = 24 \text{ cm}$

Resultados:

- $P/A_g \cdot f_c = 0.034$ y $V/b_w \cdot d \cdot (f'_c)^{1/2} = 5.85$
- Se obtuvo la rotación de colapso a $6.38/1000$ y se muestra esta rotación de colapso en la columna seleccionada en el último punto relacionado a la curva de capacidad.

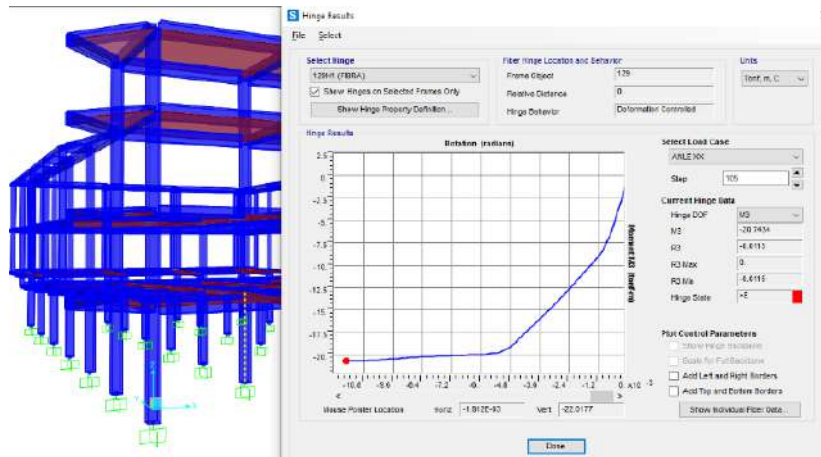


Ilustración 30. Bloque A: Resultado de la rótula 129H1 (FIBRA)

Datos en dirección YY:

- $P = 680 \text{ kg}$, $A_g = 1200 \text{ cm}^2$, $f_c = 115 \text{ kg/cm}^2$,
- $V = 13160 \text{ kg}$, $b_w = 40 \text{ cm}$, $d = 24 \text{ cm}$

Resultados:

- $P/A_g \cdot f_c = 0.0049$ y $V/b_w \cdot d \cdot (f_c)^{1/2} = 4.82$
- Se obtuvo la rotación de colapso a $8.93/1000$

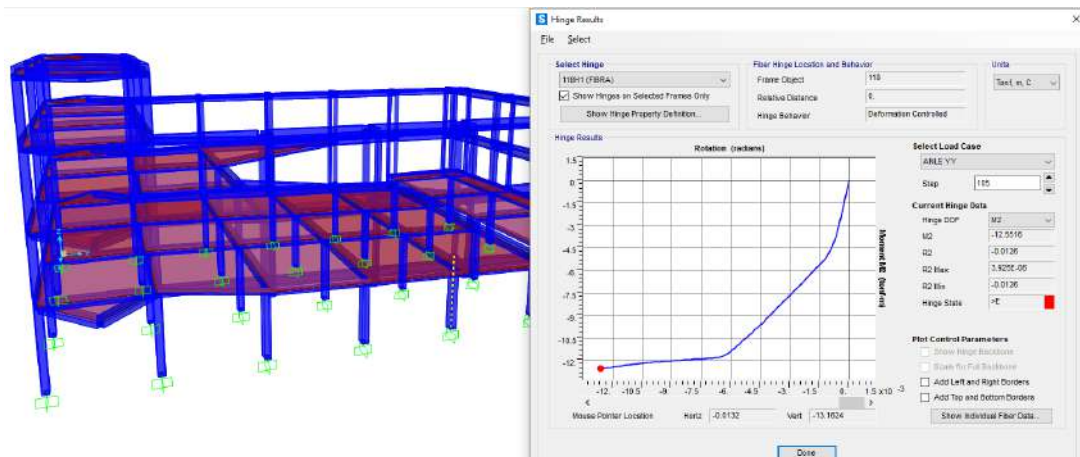


Ilustración 31. Resultado de la rótula 118H1 (FIBRA).

Curva de capacidad del bloque B y D:

Se expone la curva de capacidad del bloque B y D; en la dirección YY se muestra una pendiente más empinada debido a que las columnas se encuentran orientadas en su dirección más larga hacia XX.

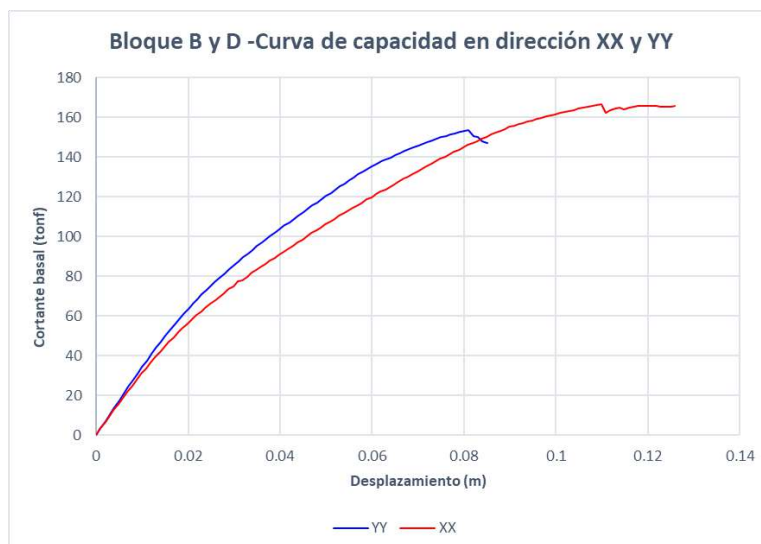


Ilustración 32: Curva de capacidad del bloque B y D

Fuente: Propia

Para la dirección XX y YY se analiza la columna mostrada en la siguiente figura con la finalidad de calcular la rotación de colapso y con ello verificar el punto final de la curva de capacidad.

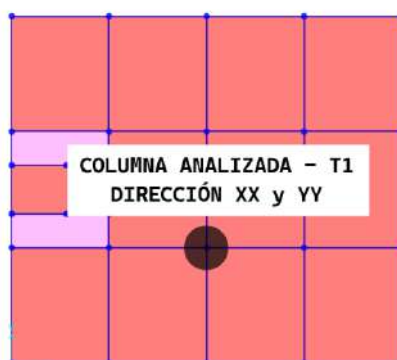


Ilustración 33. Bloque B y D: Ubicación de las columnas para el cálculo de la rotación,

Fuente: propia

Datos en dirección XX:

- $P = 2020 \text{ kg}$, $A_g = 1200 \text{ cm}^2$, $f'_c = 115 \text{ kg/cm}^2$,
- $V = 12260 \text{ kg}$, $b_w = 40 \text{ cm}$, $d = 24 \text{ cm}$

Resultados:

- $P/A_g \cdot f'_c = 0.0015$ y $V/b_w \cdot d \cdot (f'_c)^{1/2} = 4.49$
- Se obtuvo la rotación de colapso a 10.02/1000

Datos en dirección YY:

- $P = 4030 \text{ kg}$, $A_g = 1200 \text{ cm}^2$, $f'_c = 115 \text{ kg/cm}^2$,
- $V = 10064 \text{ kg}$, $b_w = 40 \text{ cm}$, $d = 24 \text{ cm}$

Resultados:

- $P/Ag.f_c = 0.0058$ y $V/bw.d.(f_c)^{1/2} = 4.49$
- Se obtuvo la rotación de colapso a 13.46/1000

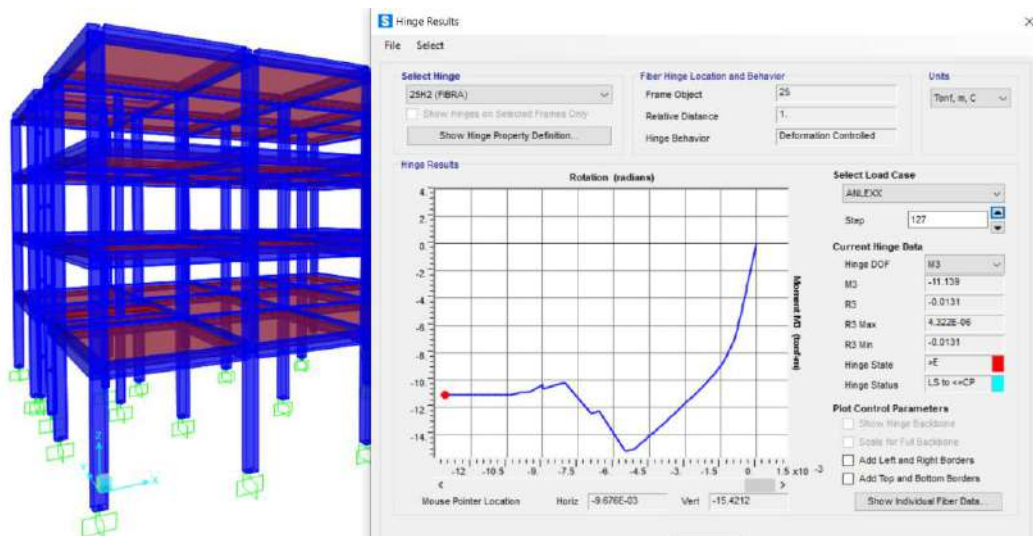


Ilustración 34. Bloque B y D: Resultado de la rótula 25H2 (FIBRA).

Curva de capacidad del bloque C:

Se muestra la curva de capacidad donde se muestra una pendiente similar a la YY, en planta se muestra algunas columnas orientadas en la dirección XX y otras en YY, por lo que su rigidez es similar.

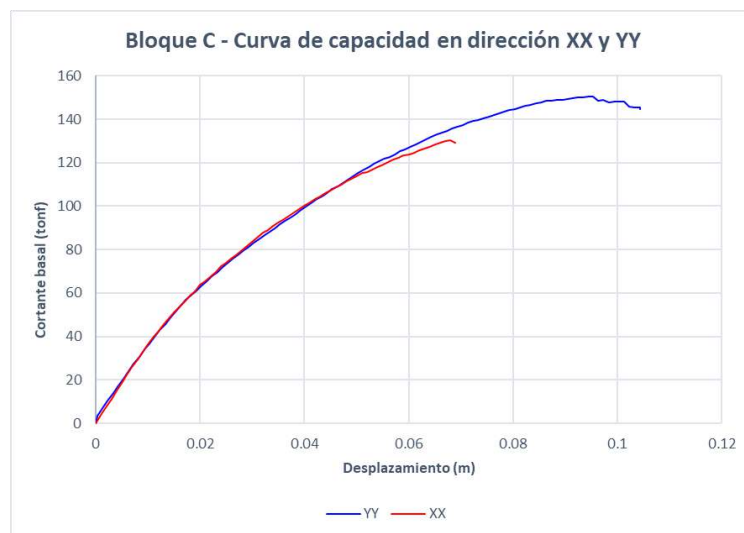


Ilustración 35: Curva de capacidad del bloque C. Fuente: Propia

Para la dirección XX y YY se analizan las columnas mostradas con la finalidad de calcular la rotación de colapso y con ello verificar el punto final de la curva de capacidad.

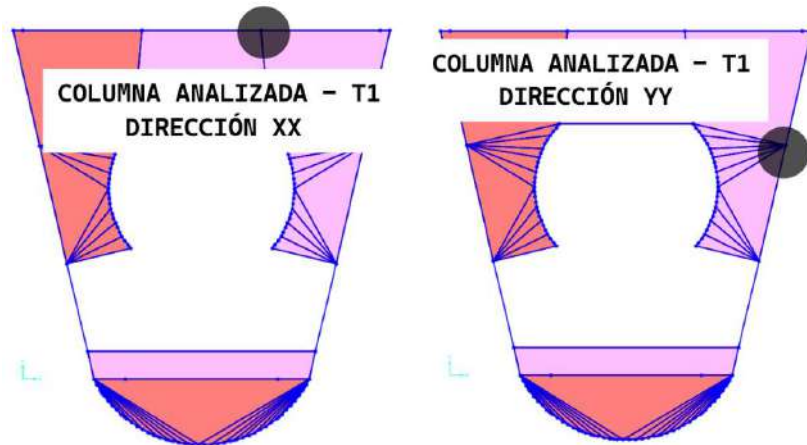


Ilustración 36. Bloque C: Ubicación de las columnas para el cálculo de la rotación,

Datos en dirección XX:

- $P = 5640 \text{ kg}$, $A_g = 1200 \text{ cm}^2$, $f'_c = 115 \text{ kg/cm}^2$,
- $V = 12260 \text{ kg}$, $b_w = 40 \text{ cm}$, $d = 24 \text{ cm}$

Resultados:

- $P/A_g \cdot f'_c = 0.0040$ y $V/b_w \cdot d \cdot (f'_c)^{1/2} = 5.11$
- Se obtuvo la rotación de colapso a $7.97/1000$

Datos en dirección YY:

- $P = 4030 \text{ kg}$, $A_g = 1200 \text{ cm}^2$, $f'_c = 115 \text{ kg/cm}^2$,
- $V = 10064 \text{ kg}$, $b_w = 40 \text{ cm}$, $d = 24 \text{ cm}$

Resultados:

- $P/A_g \cdot f'_c = 0.0010$ y $V/b_w \cdot d \cdot (f'_c)^{1/2} = 3.93$
- Se obtuvo la rotación de colapso a $11.86/1000$

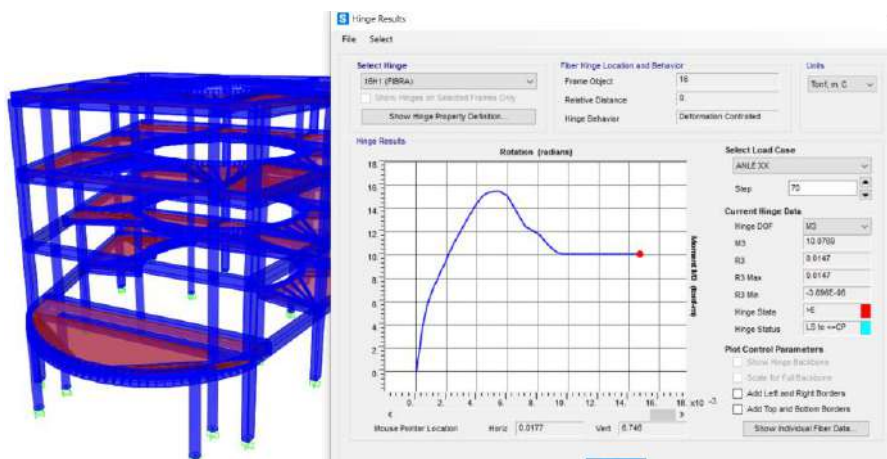


Ilustración 37. Bloque C: Resultado de la rótula 16H1 (FIBRA).

Punto de desempeño: método de coeficientes del ASCE 41-17

Se muestra como punto de desempeño acorde al ASCE 41-17 la respuesta frente al sismo exigido por la norma peruana sismorresistente en ambas direcciones (ver ilustración en las siguientes ilustraciones). Se muestra que ambos casos la respuesta frente al sismo cae fuera de la curva de capacidad, por lo que se interpretaría como un colapso.

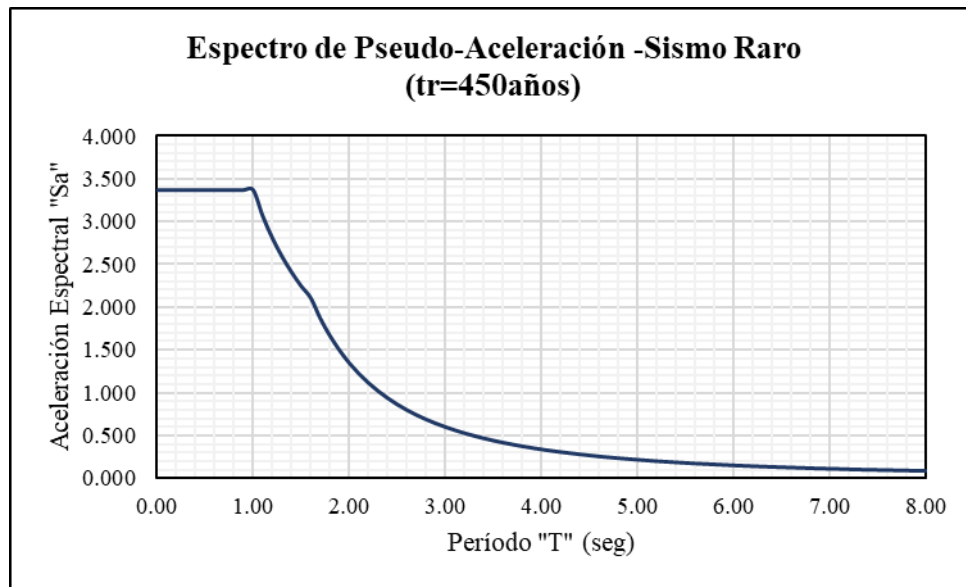


Ilustración 38. Espectro respuesta para un sismo severo.

Punto de desempeño del Bloque A:

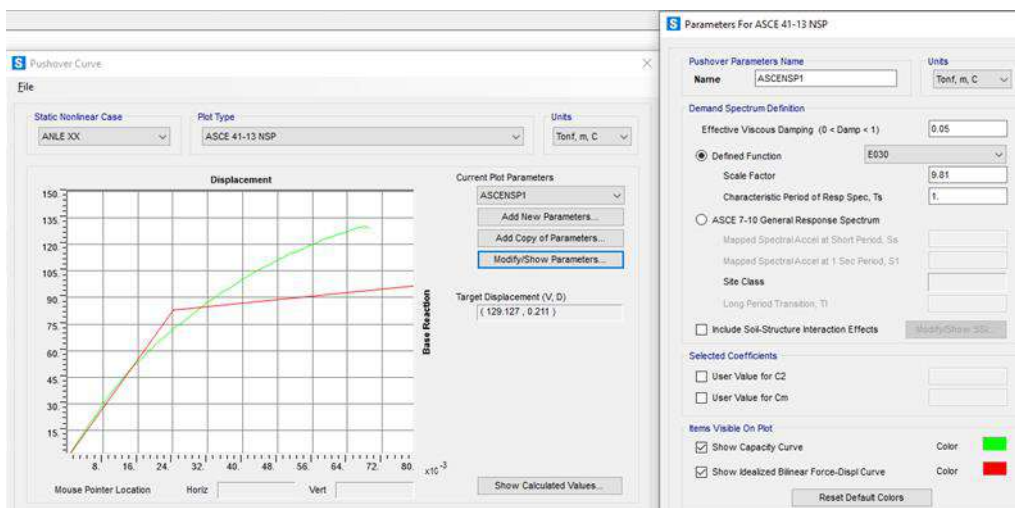


Ilustración 39 Punto de desempeño del bloque A, dirección XX ASCE 41-17

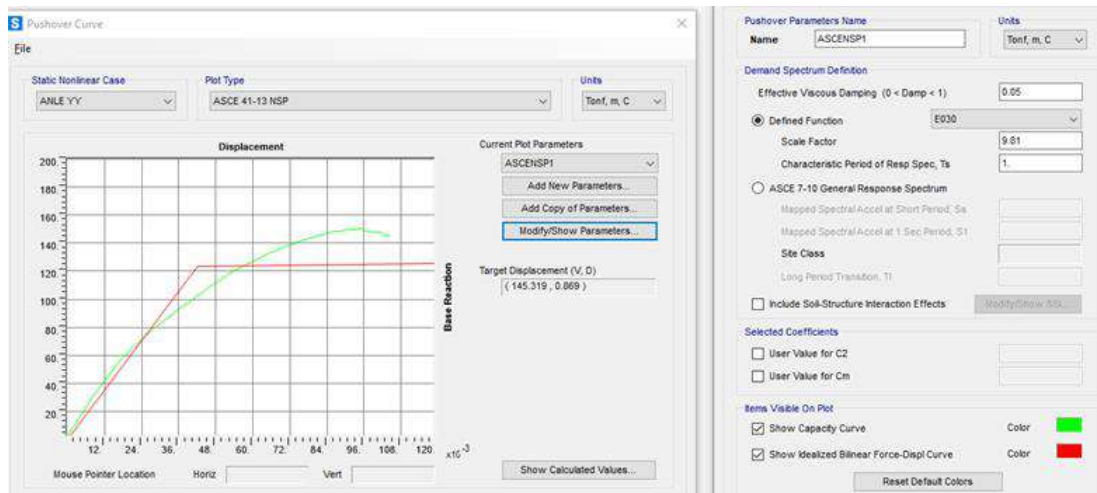


Ilustración 40. Punto de desempeño del bloque A, dirección YY ASCE 41-17

Punto de desempeño del Bloque B y D:

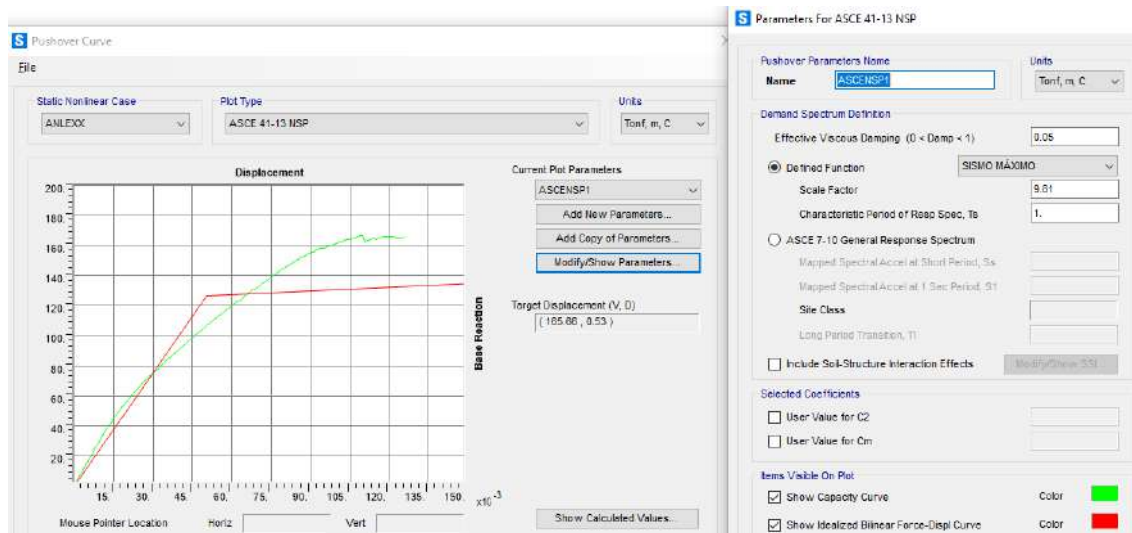


Ilustración 41. Punto de desempeño del bloque B y D, dirección XX ASCE 41-17.

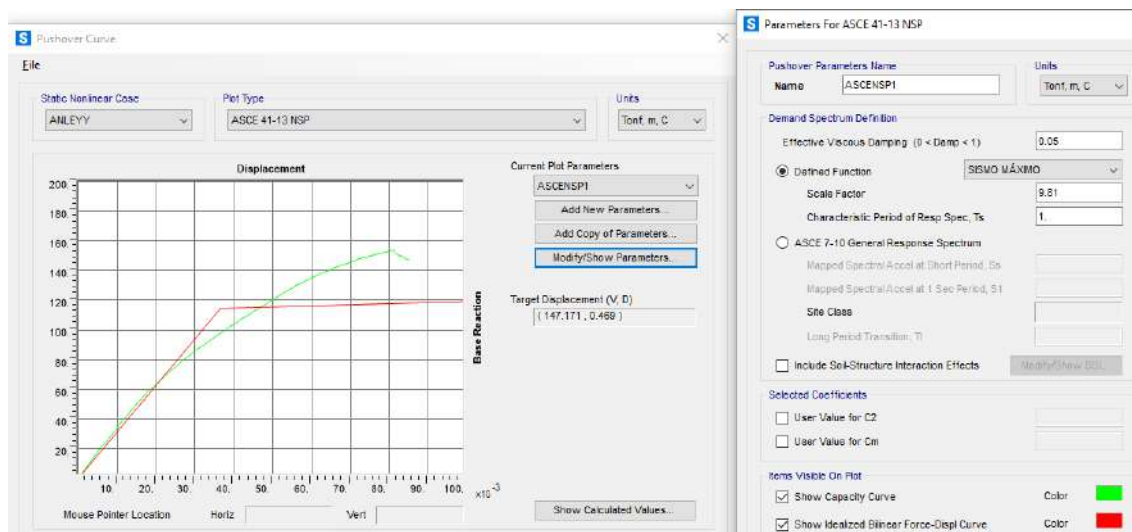


Ilustración 42. Punto de desempeño del bloque B y D, dirección XX ASCE 41-17.

Punto de desempeño del Bloque C:

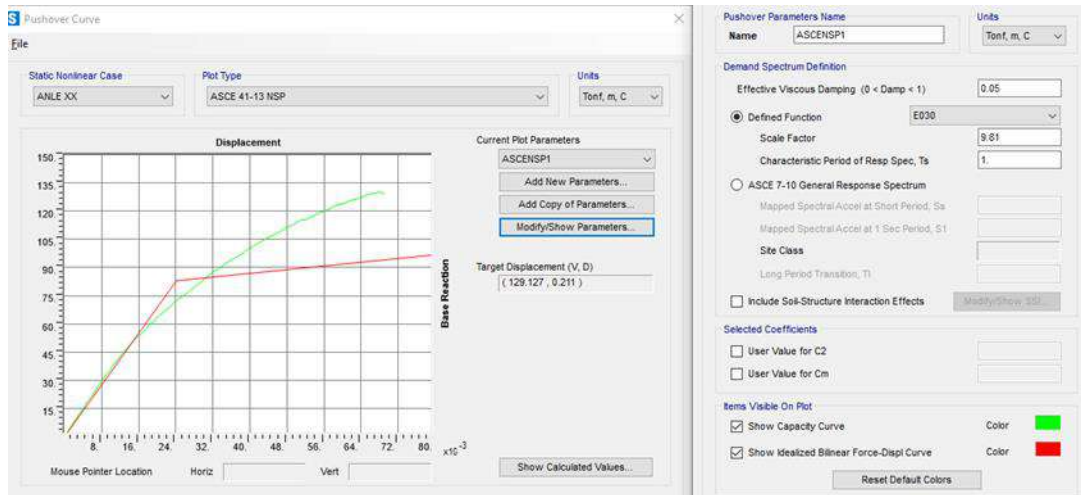
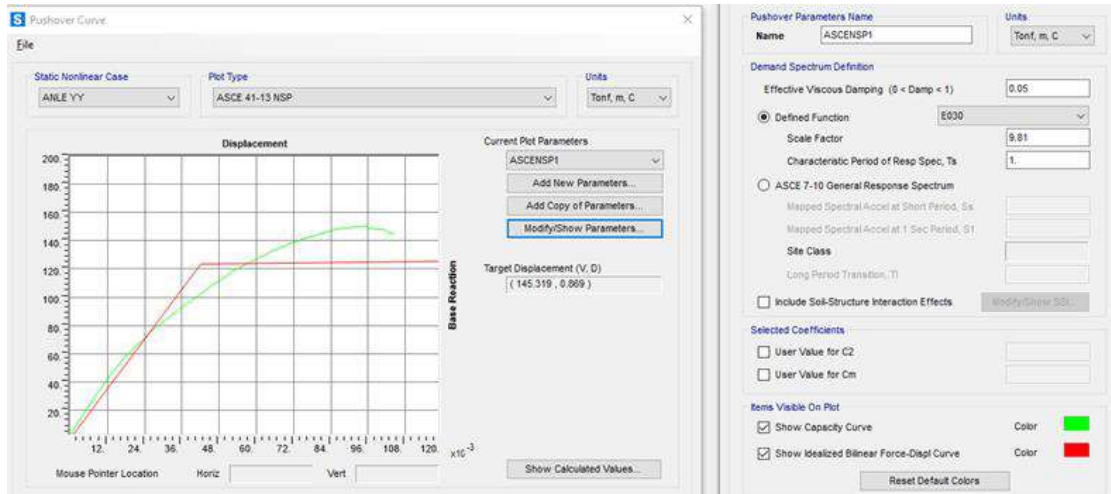


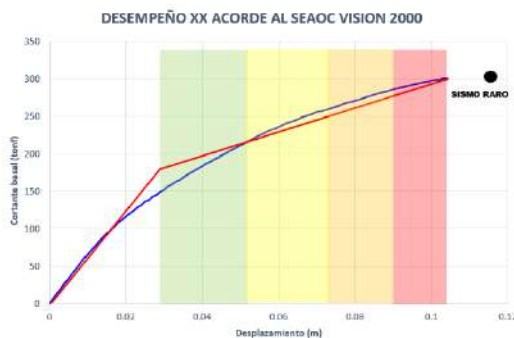
Ilustración 43. Punto de desempeño del bloque C, dirección XX ASCE 41-17.



Desempeño estructural acorde al SEAOC VISION 2000

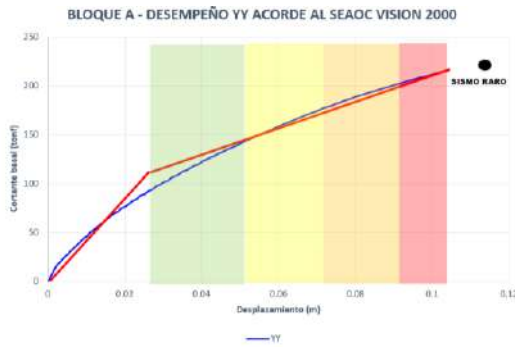
Acorde al SEAOC se divide en 4 sectores la curva de capacidad para delimitar el desempeño de la edificación. En las siguientes ilustraciones, se visualiza que el punto de desempeño cae fuera de la curva de capacidad, por lo que se espera que se obtenga un desempeño de colapso en todos los bloques.

Punto de desempeño del Bloque A:



| | |
|---------|------|
| DU (cm) | 10.4 |
| DY (cm) | 3 |
| DP (cm) | 7.4 |
| IO | 5.22 |
| LS | 7.44 |
| CP | 8.92 |
| COLAPSO | 10.4 |

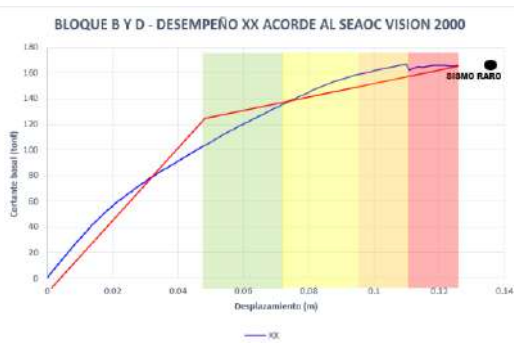
Ilustración 44. Nivel de desempeño XX del bloque A por SEAOC. Fuente: Propia



| | |
|---------|------|
| DU (cm) | 10.4 |
| DY (cm) | 2.75 |
| DP (cm) | 7.65 |
| IO | 5.04 |
| LS | 7.34 |
| CP | 8.87 |
| COLAPSO | 10.4 |

Ilustración 45. Nivel de desempeño YY del bloque A por SEAOC. Fuente: Propia

Punto de desempeño del Bloque B y D:



| | |
|---------|------|
| DU (cm) | 12.5 |
| DY (cm) | 5 |
| DP (cm) | 7.5 |
| IO | 7.25 |
| LS | 9.5 |
| CP | 11 |
| COLAPSO | 12.5 |

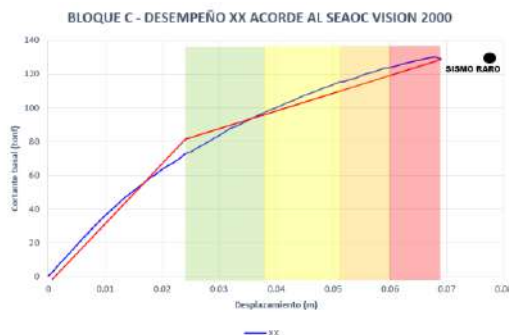
Ilustración 46. Nivel de desempeño XX del bloque B y D por SEAOC. Fuente: Propia



| | |
|---------|------|
| DU (cm) | 8.6 |
| DY (cm) | 3.7 |
| DP (cm) | 4.9 |
| IO | 5.17 |
| LS | 6.64 |
| CP | 7.62 |
| COLAPSO | 8.6 |

Ilustración 47. Nivel de desempeño YY del bloque B y D por SEAOC. Fuente: Propia

Punto de desempeño del Bloque C:



| | |
|---------|------|
| DU (cm) | 6.9 |
| DY (cm) | 2.4 |
| DP (cm) | 4.5 |
| IO | 3.75 |
| LS | 5.1 |
| CP | 6 |
| COLAPSO | 6.9 |

Ilustración 48. Nivel de desempeño XX del bloque C por SEAOC. Fuente: Propia



| | |
|---------|------|
| DU (cm) | 10.5 |
| DY (cm) | 4.2 |
| DP (cm) | 6.3 |
| IO | 6.09 |
| LS | 7.98 |
| CP | 9.24 |
| COLAPSO | 10.5 |

Ilustración 49. Nivel de desempeño YY del bloque C por SEAOC. Fuente: Propia

Análisis sísmico dinámico no lineal

Se consideración los siguientes registros sísmicos: PIURA 2022/10/05 (P), ICA 2007 (I) y LIMA 1966 (L). Los registros han sido previamente filtrados y corregidos por línea base con una función cúbica con el software seismosignal.

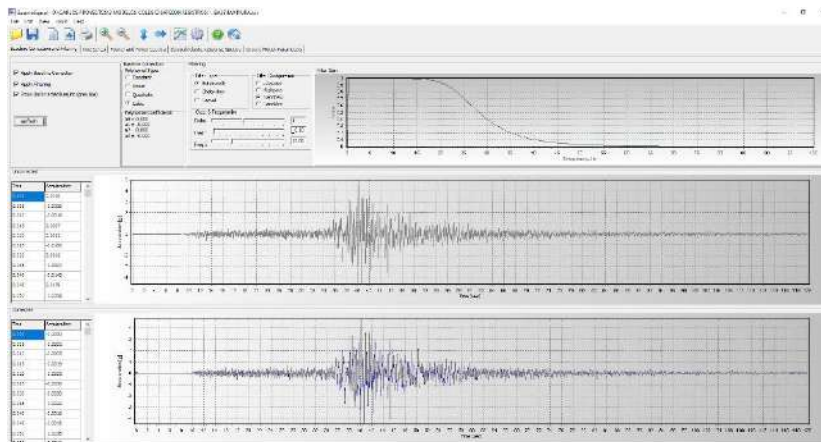
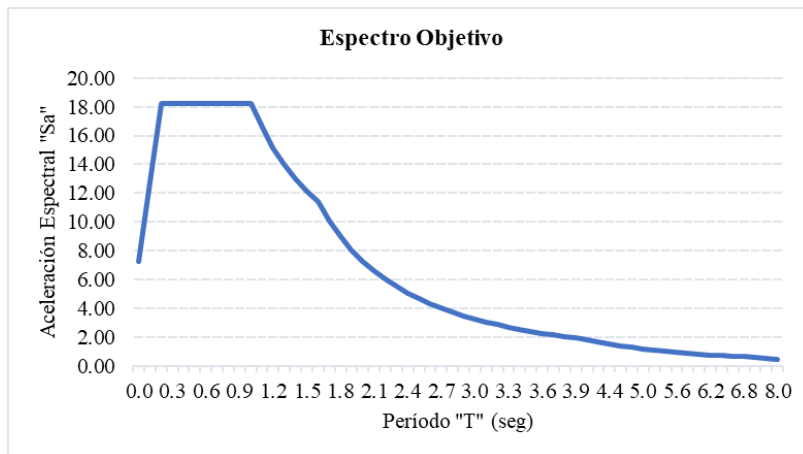


Ilustración 50. Corrección de registros sísmico, seismosignal

De igual manera el espectro se ha formado en base a los parámetros sísmicos dónde se encuentra ubicado el edificio, el espectro se ha utilizado para hacerlo espectro compatible.



| Datos | |
|-------|------|
| Z | 0.45 |
| U | 1.5 |
| S | 1.1 |
| Tp | 1 |
| Tl | 1.6 |
| 0.2Tp | 0.2 |

Ilustración 51. Espectro Objetivo. Fuente: Propia

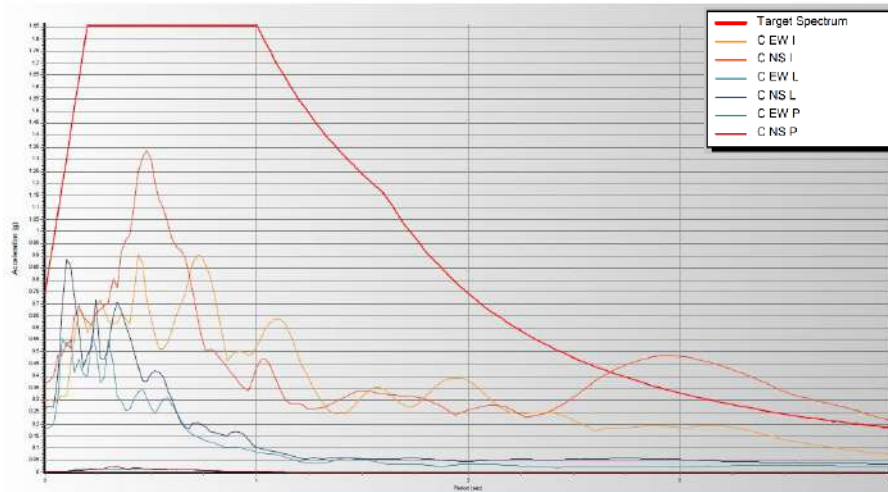


Ilustración 52. Espectro de respuesta compatibles. Fuente: SeismoMatch

Se creó los 3 registros (2 por dirección), EW dirección X-X y NS dirección Y-Y espectro compatible con el espectro de demanda.

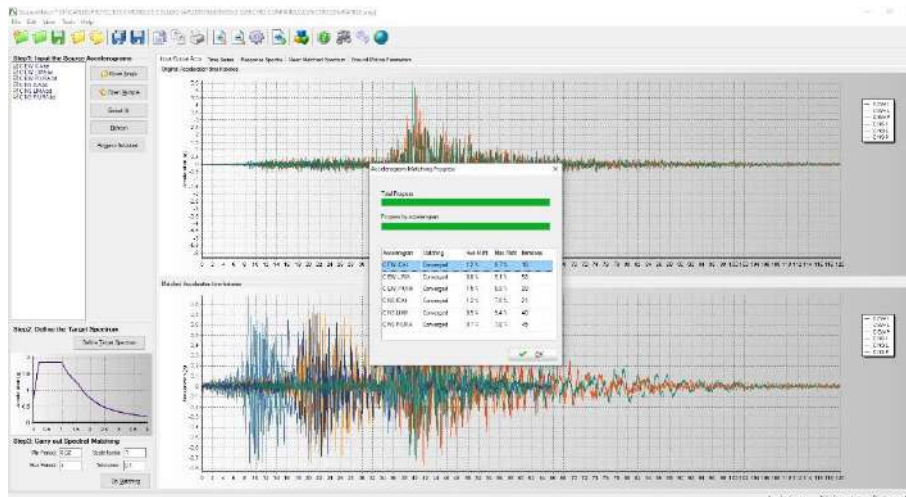


Ilustración 53. Creación de registros. Fuente: SeismoMatch

Se observa que el espectro promedio de los 6 registros, se encuentra ligeramente por encima del espectro objetivo.

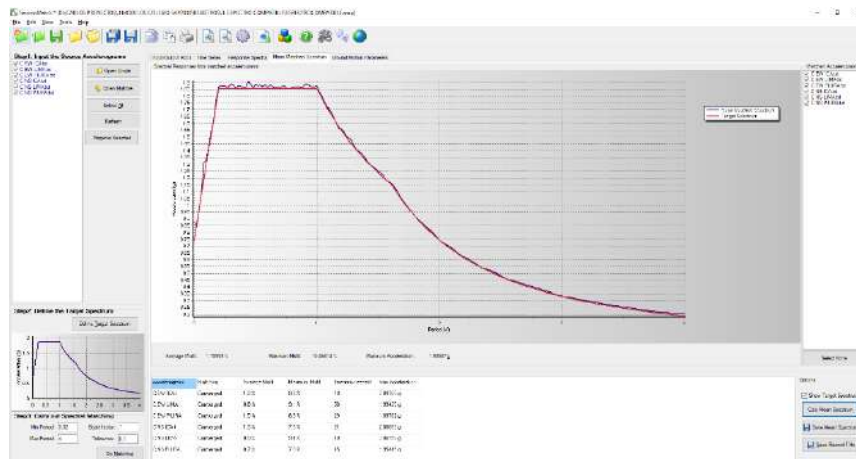


Ilustración 54. Espectro promedio vs. Espectro objetivo. Fuente: SeismoMatch

Finalmente se muestran los registros obtenidos por cada evento sísmico.

Sismo Piura 2022/10/05:

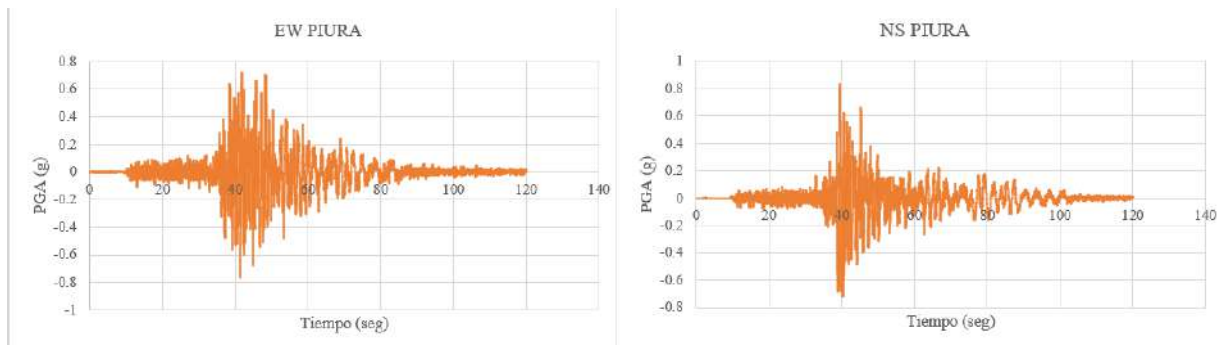


Ilustración 55. Registro sísmico Piura, 2022.

Fuente: Propia

Sismo Lima 1966:

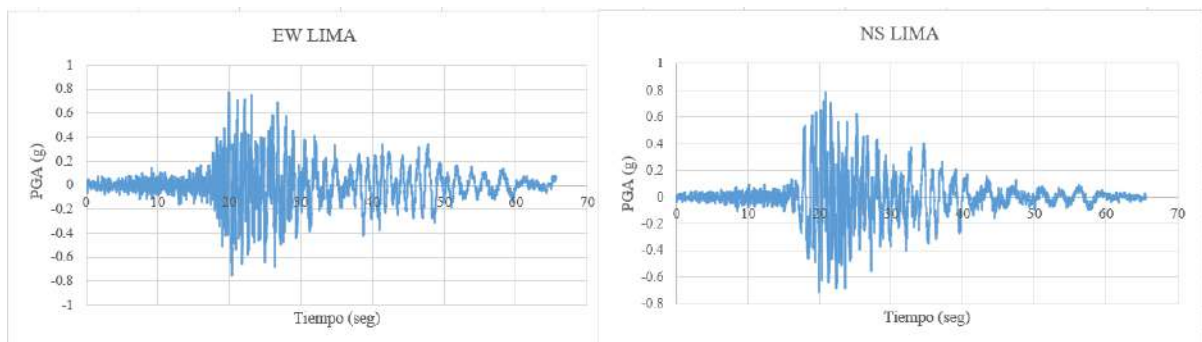


Ilustración 56. Registro sísmico Lima 1966.

Fuente: Propia

Sismo Ica 2007:

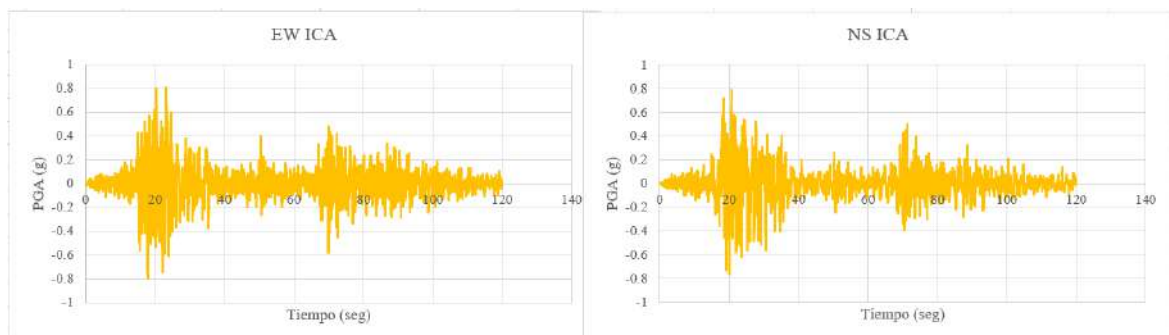


Ilustración 57. Registro sísmico Ica 2006

Fuente: Propia

Análisis no lineal Tiempo Historia - Bloque A:

Desplazamientos en el tiempo:

Se observan en las siguientes ilustraciones que para los 3 registros analizados en la dirección XX, el desplazamiento máximo supera los 25 cm, por lo que se esperaría un colapso en el bloque A, ante dicho desplazamiento.

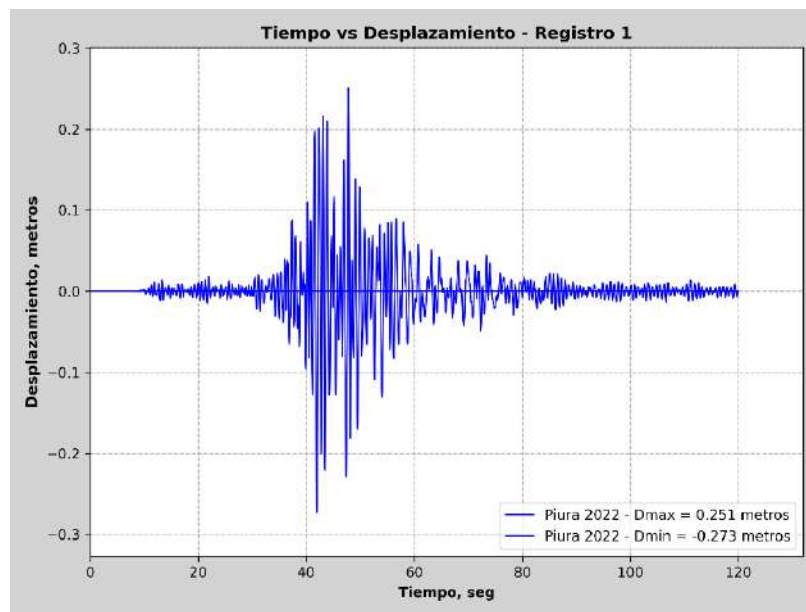


Ilustración 58. Desplazamiento en el tiempo en dirección XX del bloque A, sismo Piura 2022.

Fuente: Propia

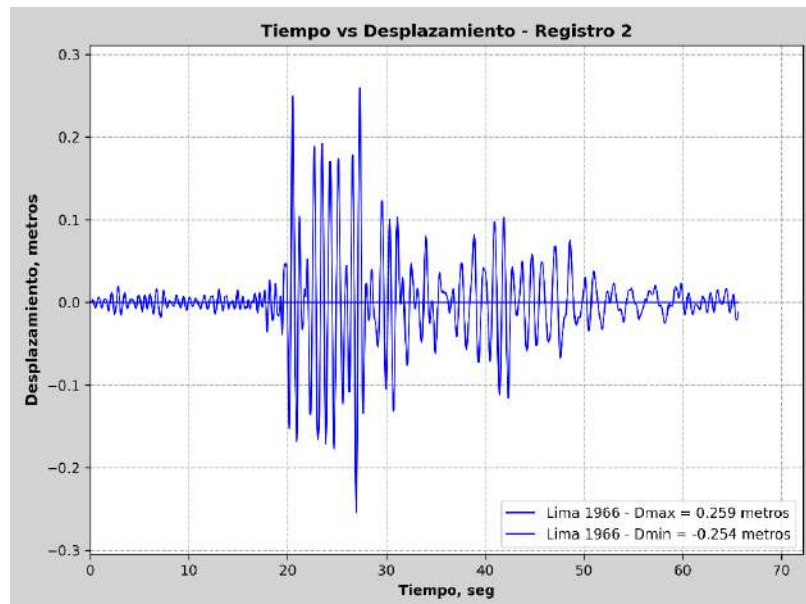


Ilustración 59. Desplazamiento en el tiempo en dirección YY del bloque A, sismo Lima 1966.

Fuente: Propia

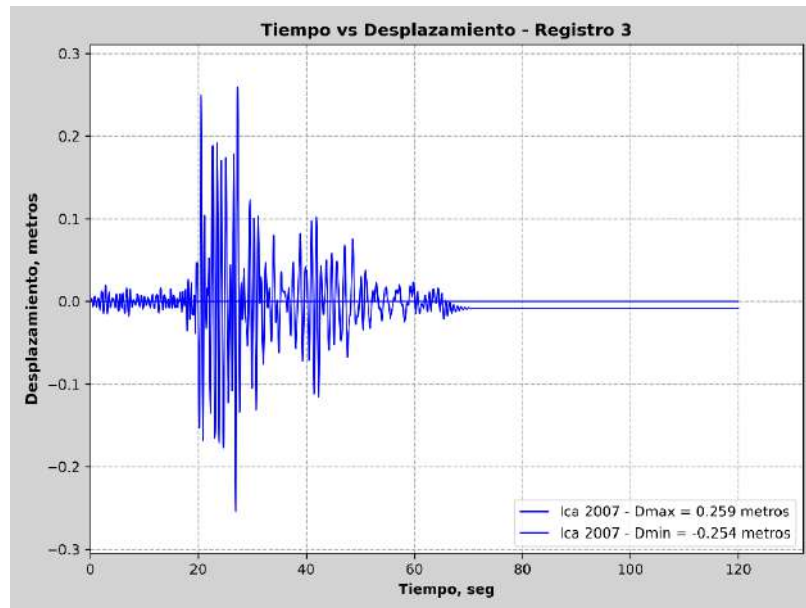


Ilustración 60. Desplazamiento en el tiempo en dirección XX del bloque A, sismo Ica 2007.

Fuente: Propia

De igual manera que en la dirección XX, se observan para los 3 registros analizados en la dirección YY, que el desplazamiento máximo supera los 35cm, por lo que se esperaría un colapso en el bloque A, ante dicho desplazamiento.

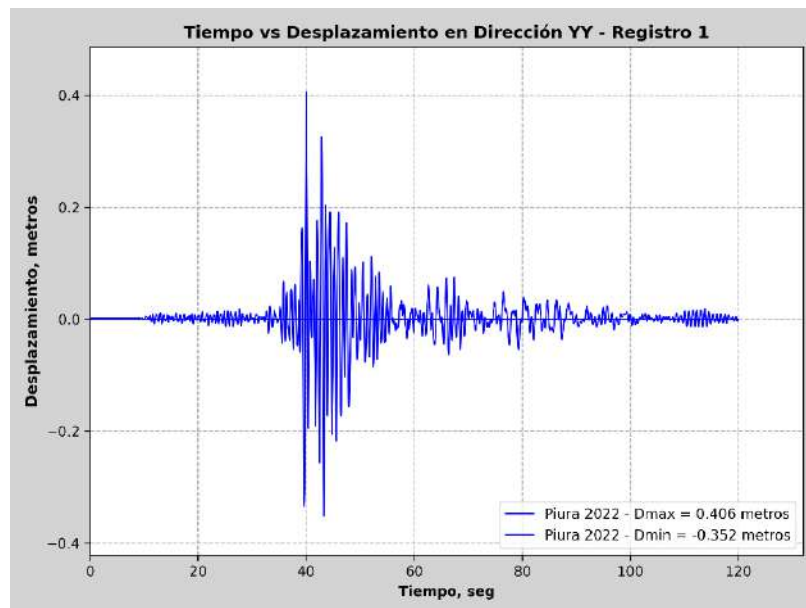


Ilustración 61. Desplazamiento en el tiempo en dirección YY del bloque A, sismo Piura 2022.

Fuente: Propia

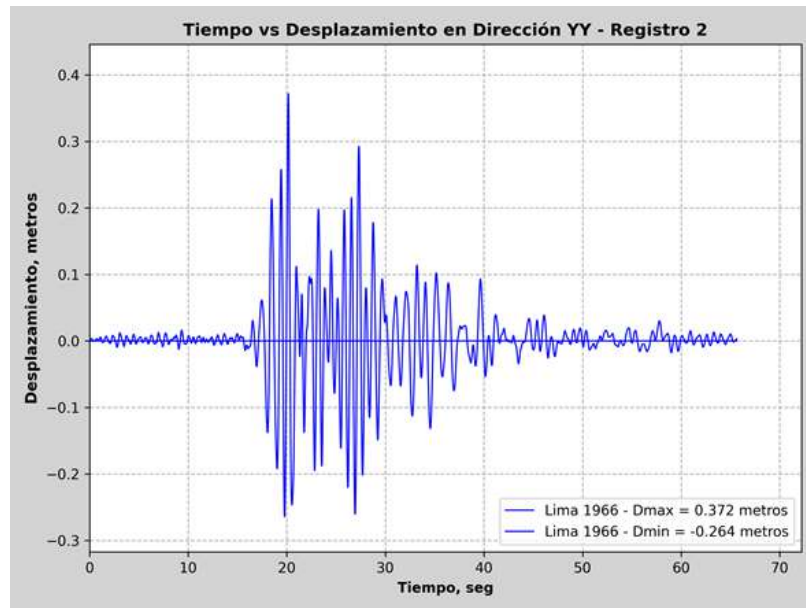


Ilustración 62. Desplazamiento en el tiempo en dirección YY del bloque A, sismo Lima 1966.

Fuente: Propia

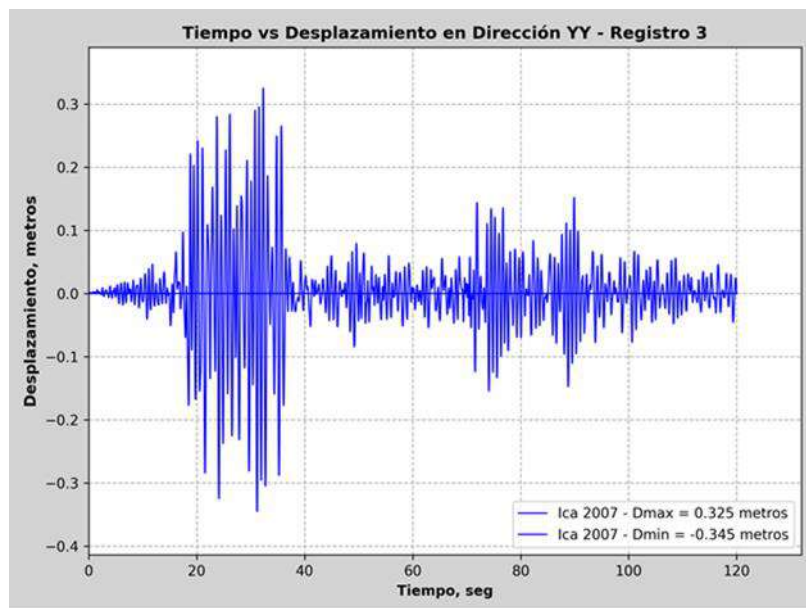


Ilustración 63. Desplazamiento en el tiempo en dirección YY del bloque A, sismo Ica 2007.

Fuente: Propia

Cortante Basal en el tiempo:

Se muestran las cortantes en el tiempo para los registros de Piura 2022, Lima 1966 e Ica 2007 para la dirección XX y YY del bloque A, respectivamente.

Se observa que, respecto a la cortante de fluencia, la sobre resistencia es de 2 aproximadamente en la dirección XX.

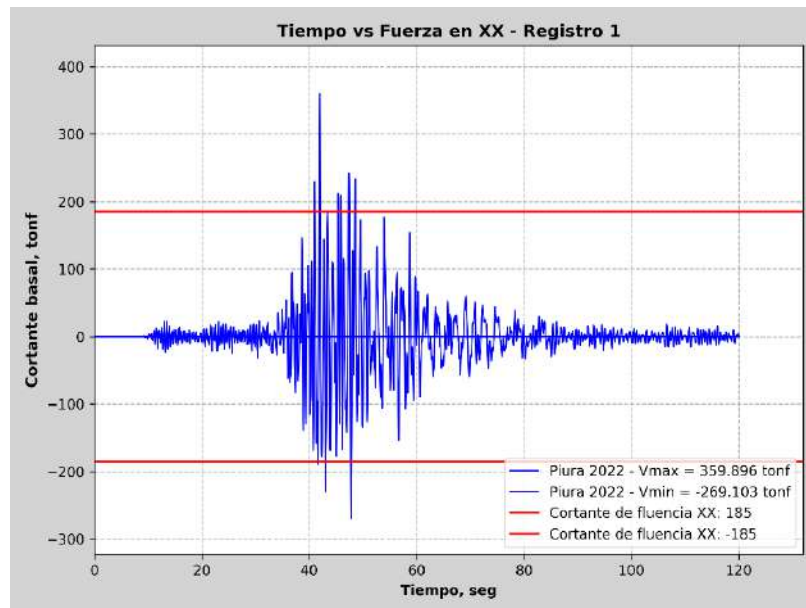


Ilustración 64. Cortante Basal en el tiempo en dirección XX del bloque A, sismo Piura 2022.

Fuente: Propia

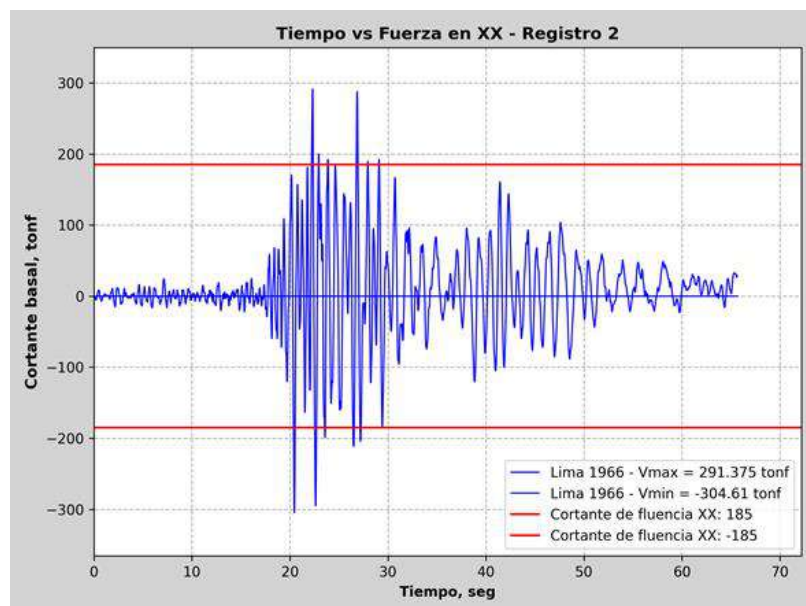


Ilustración 65. Cortante Basal en el tiempo en dirección XX del bloque A, sismo Piura 2022.

Fuente: Propia

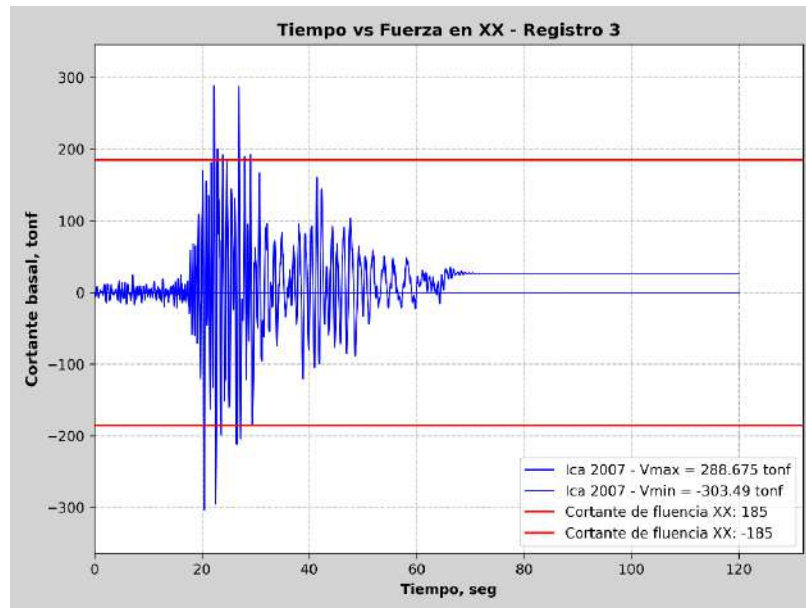


Ilustración 66. Cortante Basal en el tiempo en dirección XX del bloque A, sismo Ica 2007.

Fuente: Propia

De igual manera, respecto a la cortante de fluencia, indica que la sobre resistencia es de 2 aproximadamente en la dirección YY.

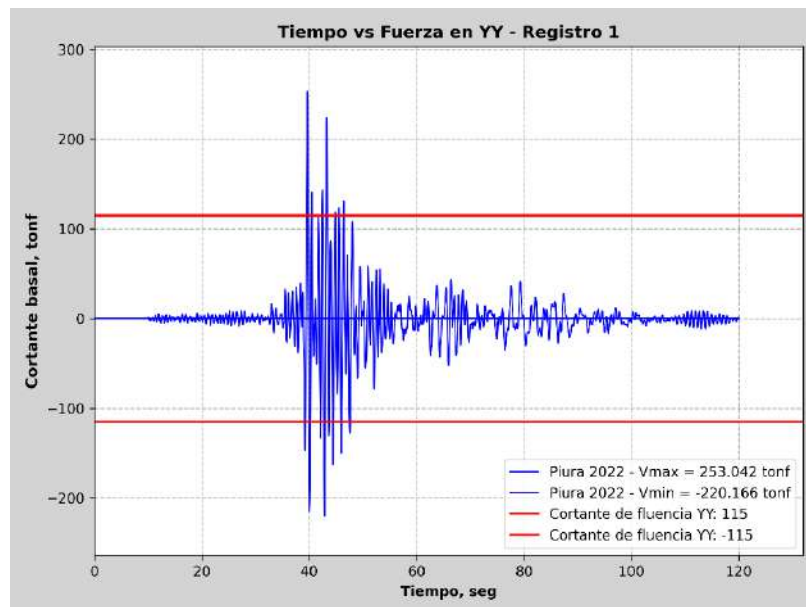


Ilustración 67. Cortante Basal en el tiempo en dirección YY del bloque A, sismo Piura 2022.

Fuente: Propia

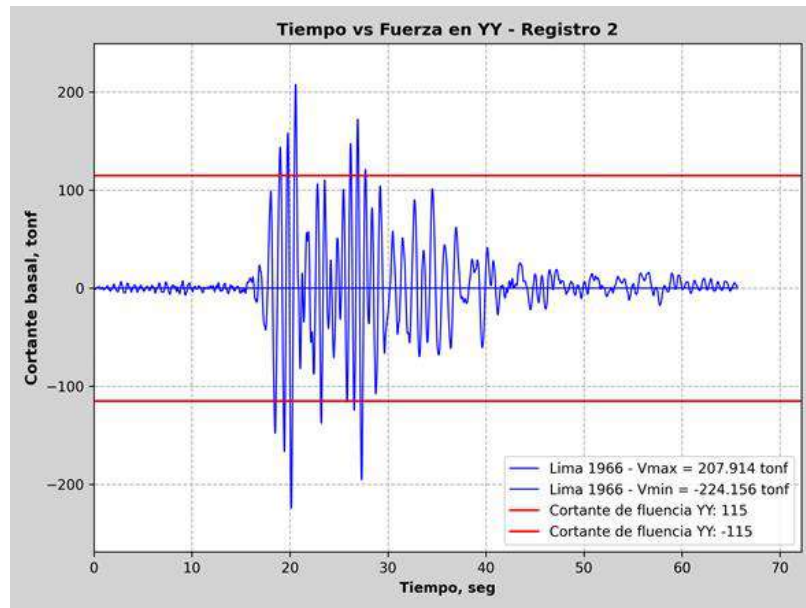


Ilustración 68. Cortante Basal en el tiempo en dirección YY del bloque A, sismo Lima 1966.

Fuente: Propia

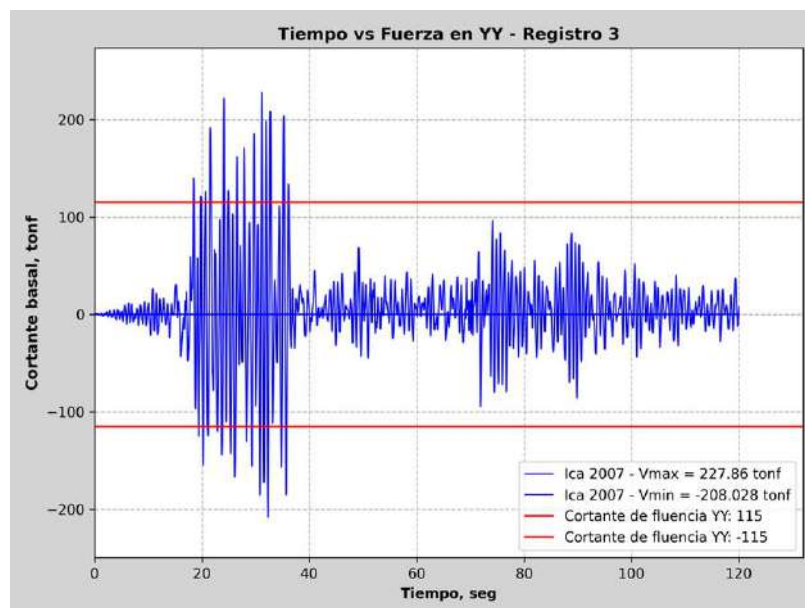


Ilustración 69. Cortante Basal en el tiempo en dirección YY del bloque A, sismo Ica 2007.

Fuente: Propia

Derivas máximas:

Respecto a la deriva máxima en la dirección XX es de 38.34/1000 como máximo y de 57.05/1000 en la dirección YY, por lo que supera ampliamente la deriva límite mencionada en la norma peruana E.030 y significaría un colapso en el bloque A.

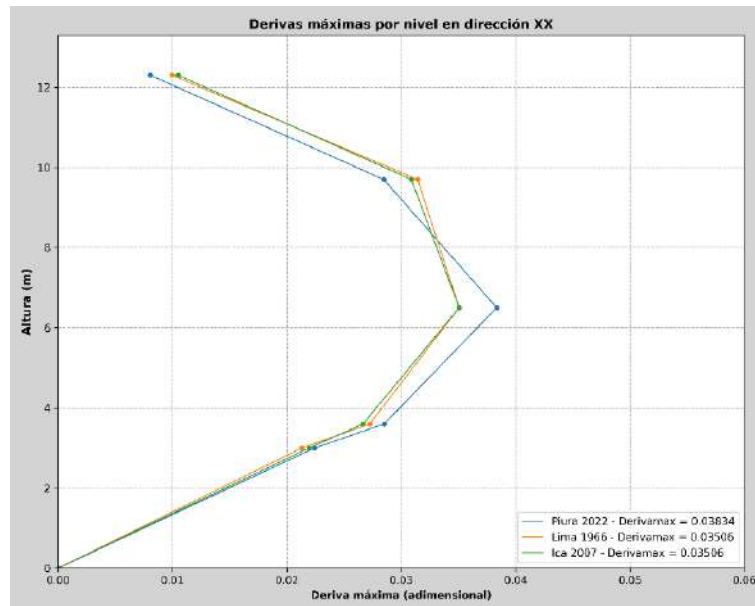


Ilustración 70. Derivas máximas del análisis no lineal tiempo historia en dirección XX del bloque A.

Fuente: Propia

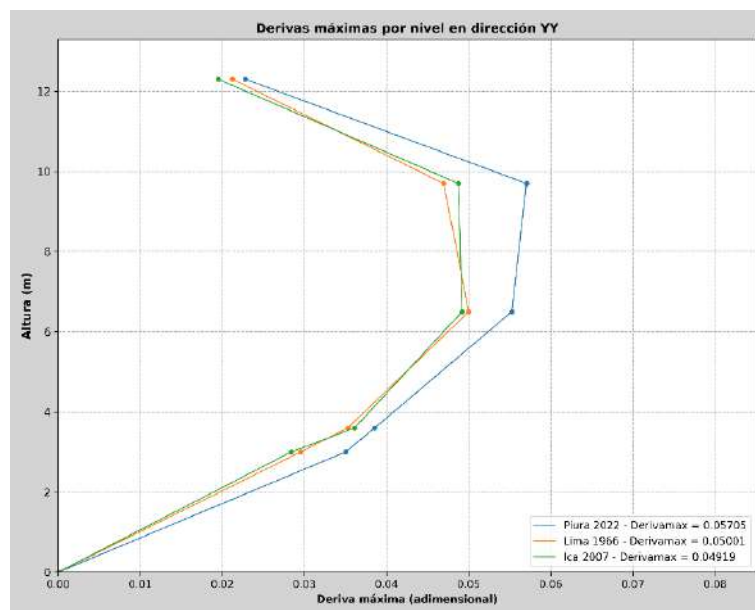


Ilustración 71. Derivas máximas del análisis no lineal tiempo historia en dirección YY del bloque A.

Fuente: Propia

Revisión de rotación en columnas:

Se observa acorde al ATC40 [17], que para el caso de columnas con confinamiento inadecuado y como elemento estructural sismorresistente se obtiene una rotación máxima de 10/1000, al superar este nivel de rotación se encontraría en un desempeño de colapso del bloque A, tal como se ve en la siguiente Tabla 25.

Tabla 25. Criterios de aceptación para rotaciones en rótulas plásticas en columnas de concreto reforzadas, en radianes, ATC40 [17].

Table 11-4. Numerical Acceptance Criteria for Plastic Hinge Rotations in Reinforced concrete columns, in radians

| Component Type | Performance Level ¹ | | | | | | |
|---|--------------------------------|--------------------------------|-------|-----------|-------|-------|-------|
| | Primary | | | Secondary | | | |
| | IO | LS | SS | LS | SS | | |
| 1. Columns controlled by flexure¹ | | | | | | | |
| $\frac{p^s}{A_s f_c}$ | Trans. Reinf. ² | $\frac{V^s}{b_w d \sqrt{f_c}}$ | | | | | |
| ≤ 0.1 | C | ≤ 3 | 0.005 | 0.01 | 0.02 | 0.015 | 0.03 |
| ≤ 0.1 | C | ≥ 6 | 0.005 | 0.01 | 0.015 | 0.01 | 0.025 |
| ≥ 0.4 | C | ≤ 3 | 0.0 | 0.005 | 0.015 | 0.010 | 0.025 |
| ≥ 0.4 | C | ≥ 6 | 0.0 | 0.005 | 0.01 | 0.01 | 0.015 |
| ≤ 0.1 | NC | ≤ 5 | 0.005 | 0.005 | 0.01 | 0.005 | 0.015 |
| ≤ 0.1 | NC | ≥ 6 | 0.005 | 0.005 | 0.005 | 0.005 | 0.005 |
| ≥ 0.4 | NC | ≤ 5 | 0.0 | 0.0 | 0.005 | 0.0 | 0.005 |
| ≥ 0.4 | NC | ≥ 6 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

Se muestran las rotaciones máximas de la envolvente registros de Piura 2022, Lima 1966 e Ica 2007 para la dirección XX y YY respectivamente.

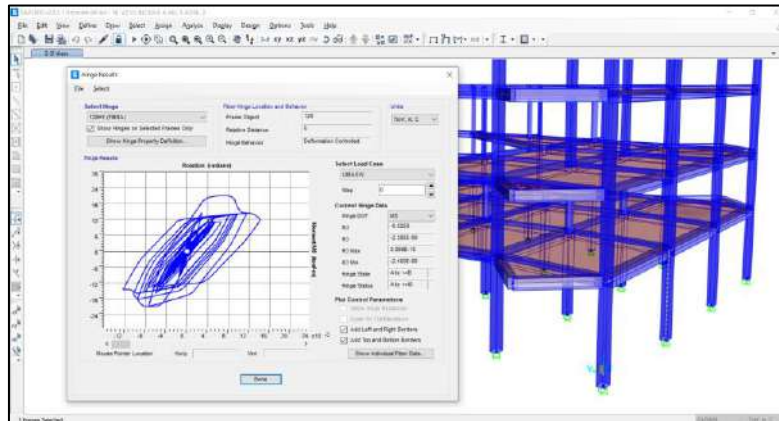


Ilustración 72. Rotación de la rótula plástica en M3 de la columna 128H1 (FIBRA), sismo Lima 1966.

Fuente: Propia

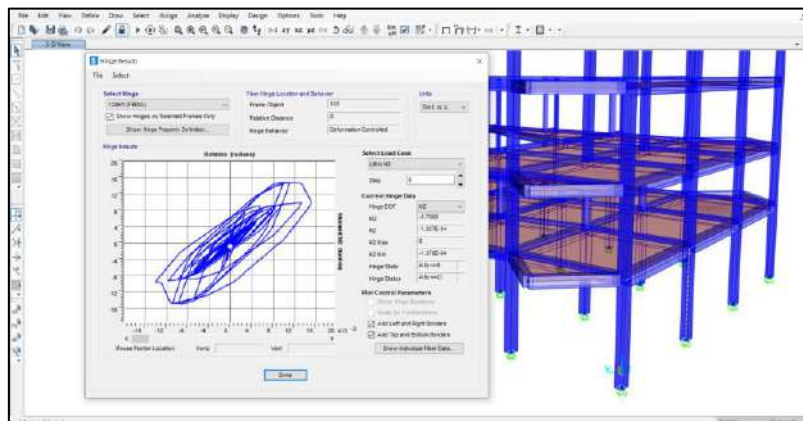


Ilustración 73. Rotación de la rótula plástica en M2 de la columna 128H1 (FIBRA), sismo Lima 1966.

Fuente: Propia

Se observa que la rotación máxima es de 14/1000 en a la dirección XX y de 15/1000 en la dirección YY, el cual supera al límite de 10/1000, por lo que se esperaría un colapso del bloque A según el ATC40.

Bloque B y D:

Desplazamientos en el tiempo:

Se observan en las siguientes ilustraciones que para los 3 registros analizados en la dirección XX, el desplazamiento máximo supera los 40 cm, por lo que se esperaría un colapso en el bloque B y D, ante dicho desplazamiento.

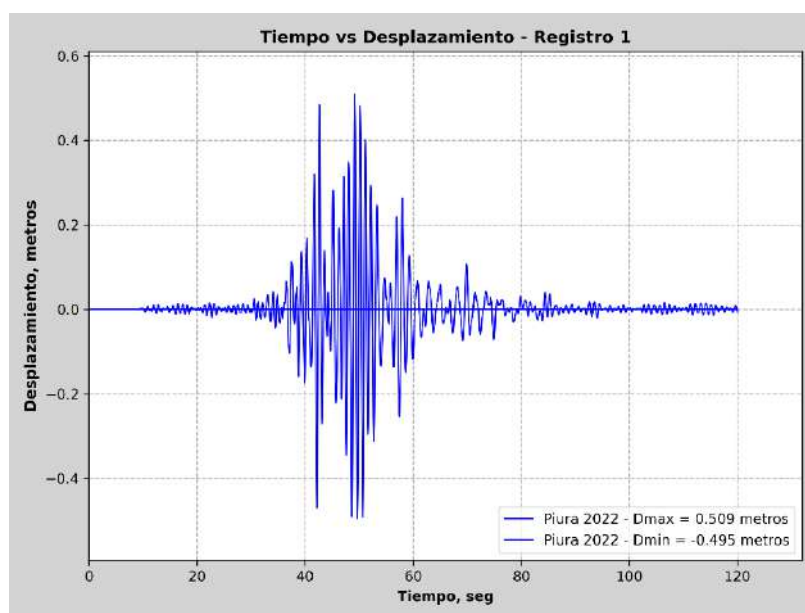


Ilustración 74. Desplazamiento en el tiempo en dirección XX del bloque B y D, sismo Piura 2022.

Fuente: Propia

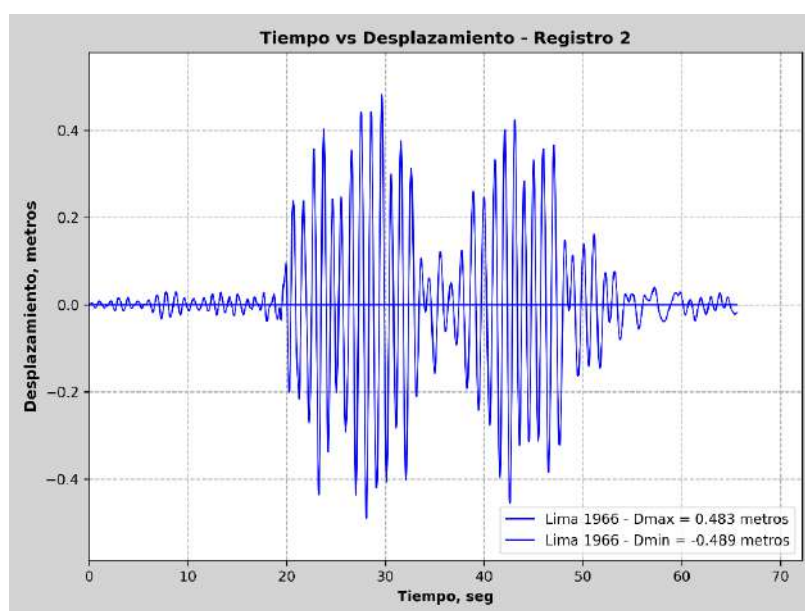


Ilustración 75. Desplazamiento en el tiempo en dirección XX del bloque B y D, sismo Lima 1966.

Fuente: Propia

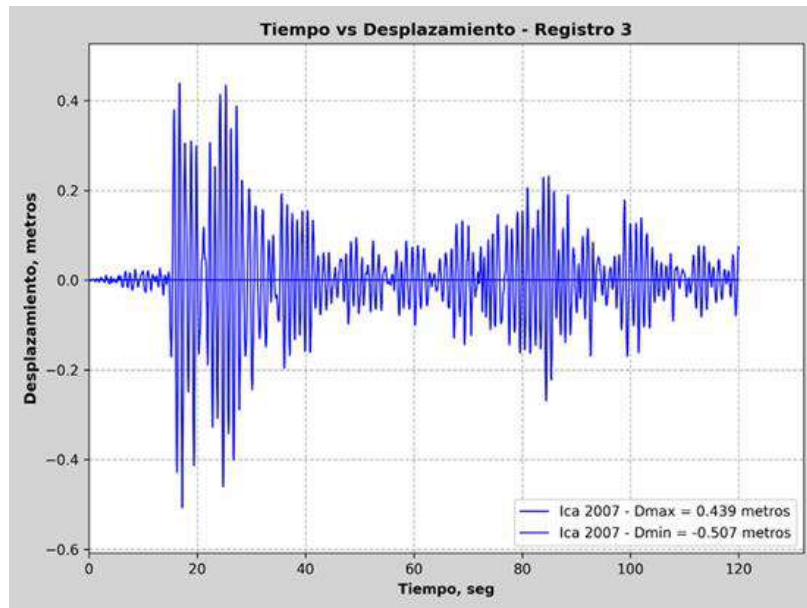


Ilustración 76. Desplazamiento en el tiempo en dirección XX del bloque B y D, sismo Ica 2007.

Fuente: Propia

Al igual que en la dirección XX, para los 3 registros analizados en la dirección YY, el desplazamiento máximo supera los 40cm, por lo que se esperaría un colapso en el bloque B y D, ante dicho desplazamiento.

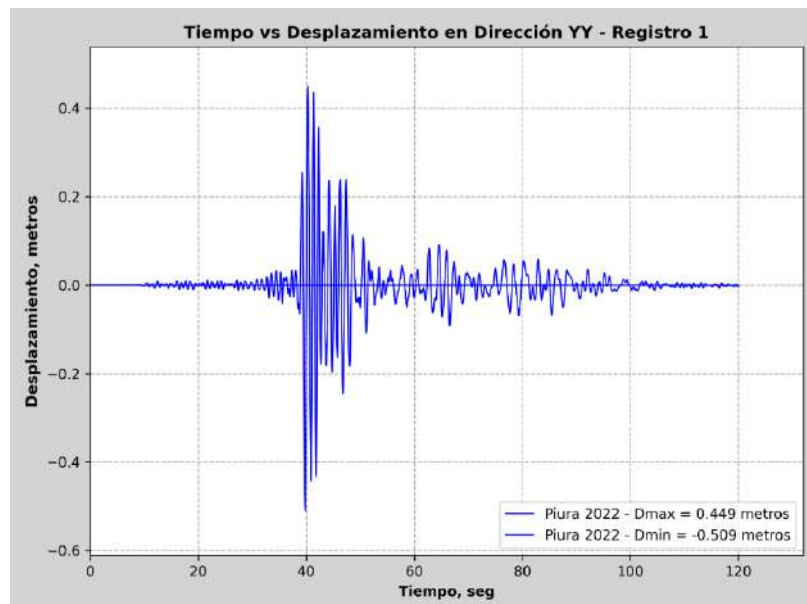


Ilustración 77. Desplazamiento en el tiempo en dirección YY del bloque B y D, sismo Piura 2022.

Fuente: Propia

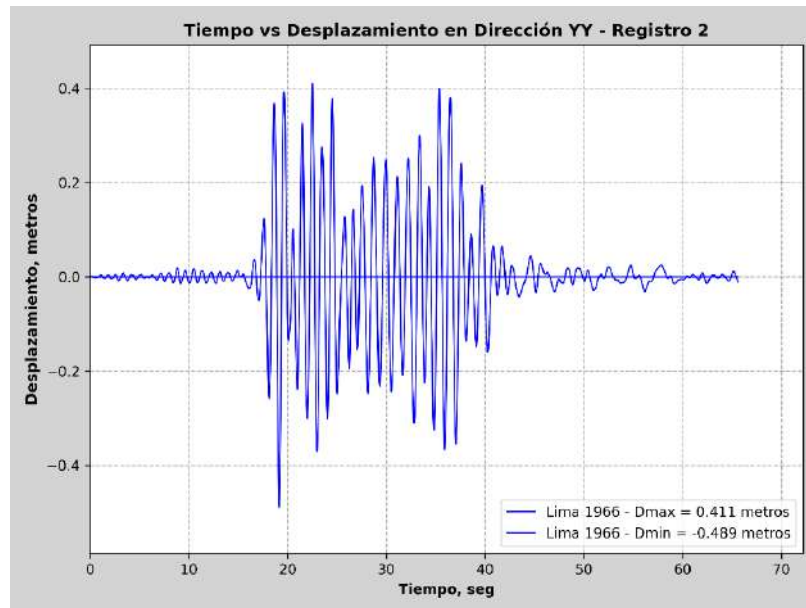


Ilustración 78. Desplazamiento en el tiempo en dirección YY del bloque B y D, sismo Lima 1966.

Fuente: Propia

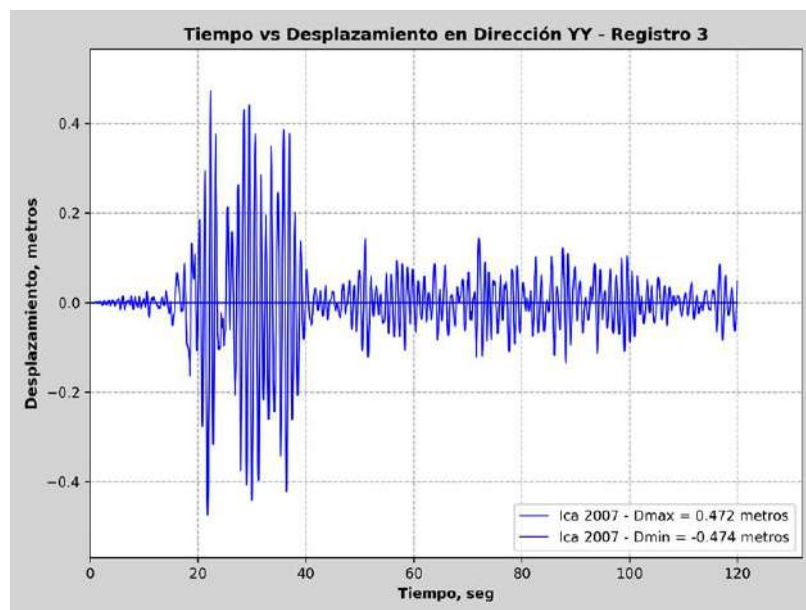


Ilustración 79. Desplazamiento en el tiempo en dirección YY del bloque B y D, sismo Ica 2007.

Fuente: Propia

Cortante Basal en el tiempo:

Se muestran las cortantes en el tiempo para los registros de Piura 2022, Lima 1966 e Ica 2007 para la dirección XX y YY del bloque B y D, equitativamente.

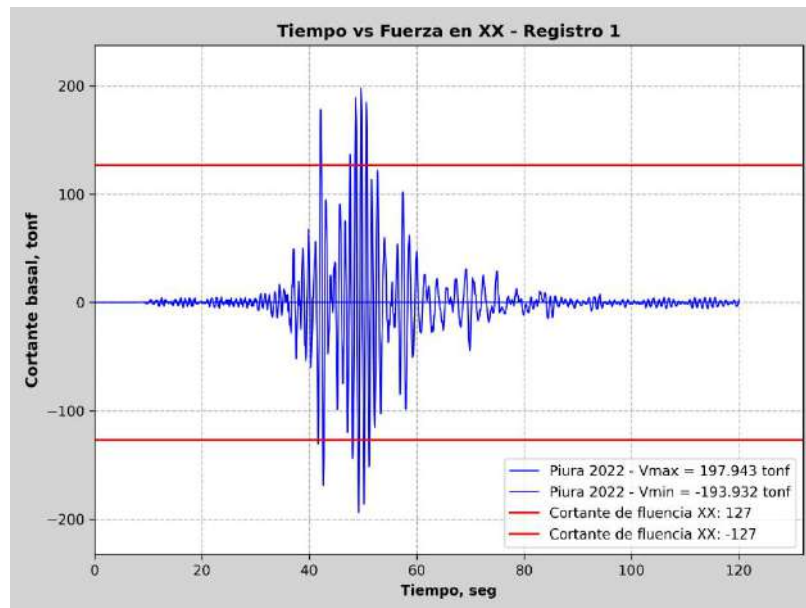


Ilustración 80. Cortante Basal en el tiempo en dirección XX del bloque B y D, sismo Piura 2022.

Fuente: Propia

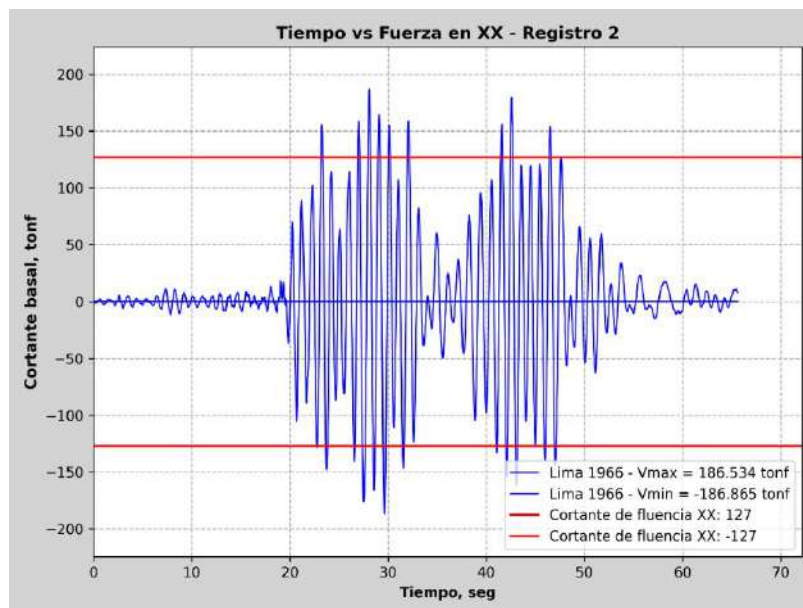


Ilustración 81. Cortante Basal en el tiempo en dirección XX del bloque B y D, sismo Lima 1966.

Fuente: Propia

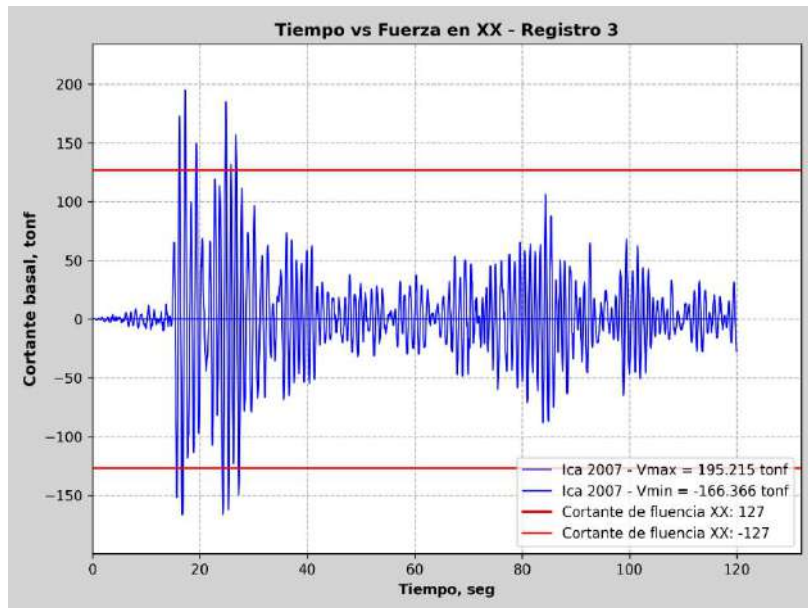


Ilustración 82. Cortante Basal en el tiempo en dirección XX del bloque B y D, sismo Ica 2007.

Fuente: Propia

Se observa que respecto de la cortante de fluencia que la sobre resistencia es de 1.5 aproximadamente en la dirección XX. La cortante de fluencia es de 127 tonf y la cortante máxima obtenida de los 3 registros es de 198tonf para el sismo de Piura.

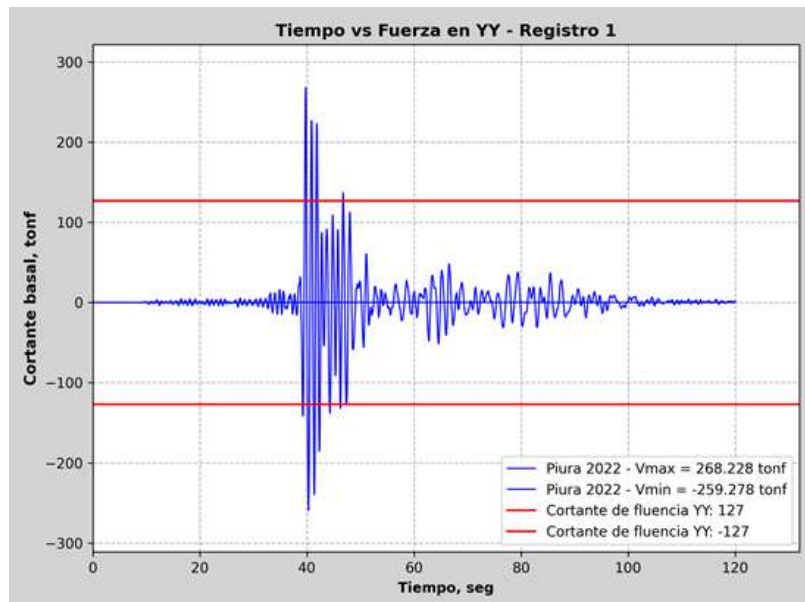


Ilustración 83. Cortante Basal en el tiempo en dirección YY del bloque B y D, sismo Piura 2022.

Fuente: Propia

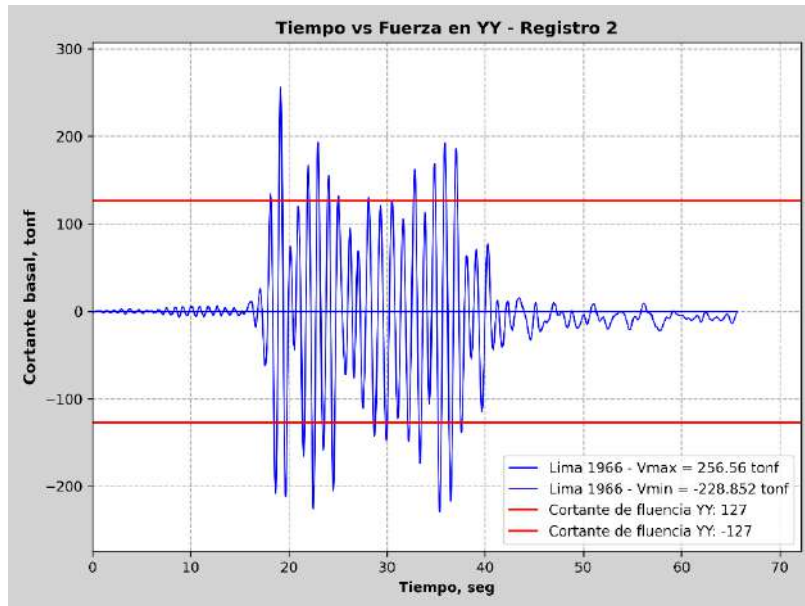


Ilustración 84. Cortante Basal en el tiempo en dirección YY del bloque B y D, sismo Lima 1966.

Fuente: Propia

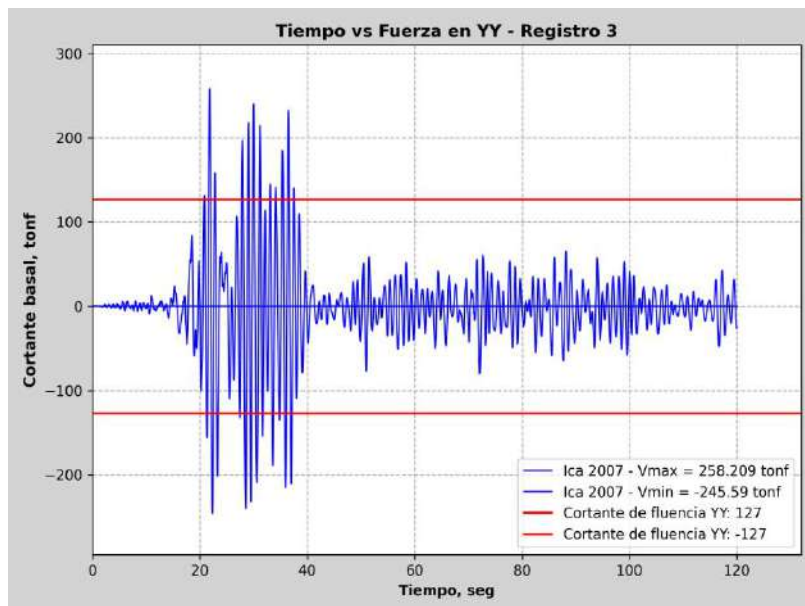


Ilustración 85. Cortante Basal en el tiempo en dirección YY del bloque B y D, sismo Ica 2007.

Fuente: Propia

Respecto a la cortante de fluencia, la sobre resistencia es de 2 aproximadamente en la dirección YY. La cortante de fluencia es de 127 tonf y la cortante máxima obtenida de los 3 registros es de 268 tonf para el sismo de Piura.

Derivas máximas:

Se observa que la deriva máxima en la dirección XX es de 56/1000 como máximo y de 80.7/1000 en la dirección YY, por lo que supera ampliamente la deriva límite mencionada en la norma peruana E030 y significaría definitivamente un colapso en el bloque B y D.

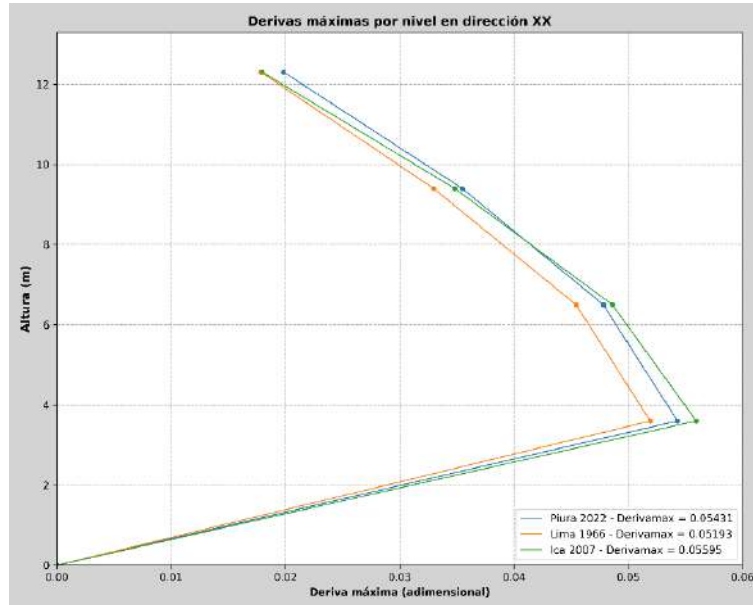


Ilustración 86. Derivas máximas del análisis no lineal tiempo historia en dirección XX del bloque B y D.

Fuente: Propia

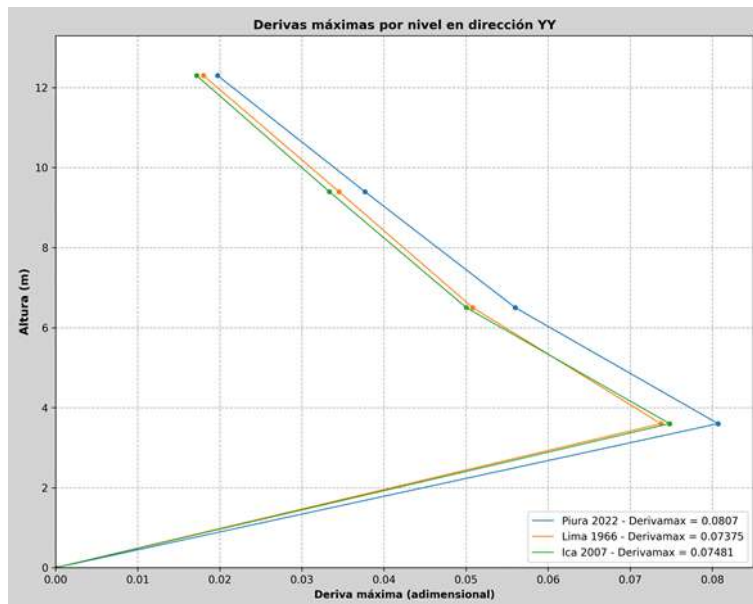


Ilustración 87. Derivas máximas del análisis no lineal tiempo historia en dirección YY del bloque B y D.

Fuente: Propia

Revisión de rotación en columnas:

Acorde al ATC40 [17], para el caso de columnas con confinamiento inadecuado y como elemento estructural sismorresistente se obtiene una rotación máxima de 10/1000, al superar este nivel de rotación se encontraría en un desempeño de colapso, tal como se ve observa en la Tabla 25.

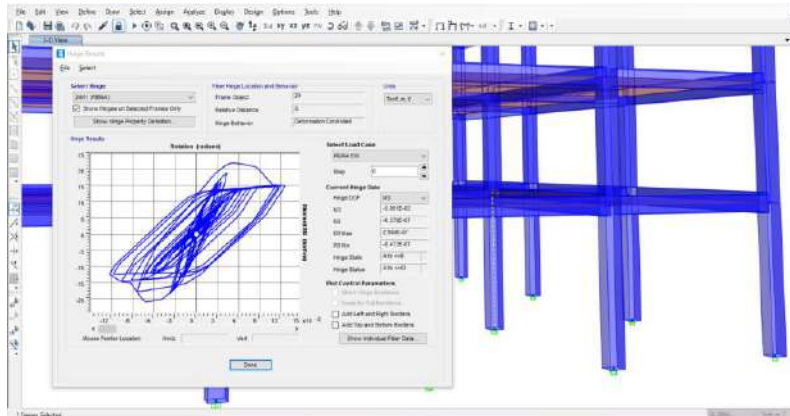


Ilustración 88. Rotación de la rótula plástica en M3 de la columna 240H1 (FIBRA), sismo Piura 2022.

Fuente: Propia

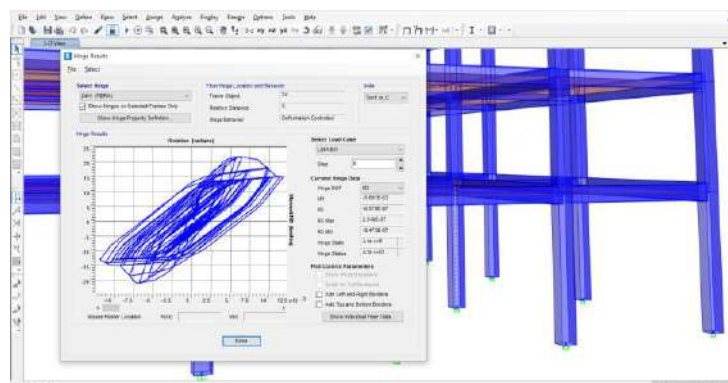


Ilustración 89. Rotación de la rótula plástica en M3 de la columna 241H1 (FIBRA), sismo Lima 1966.

Fuente: Propia

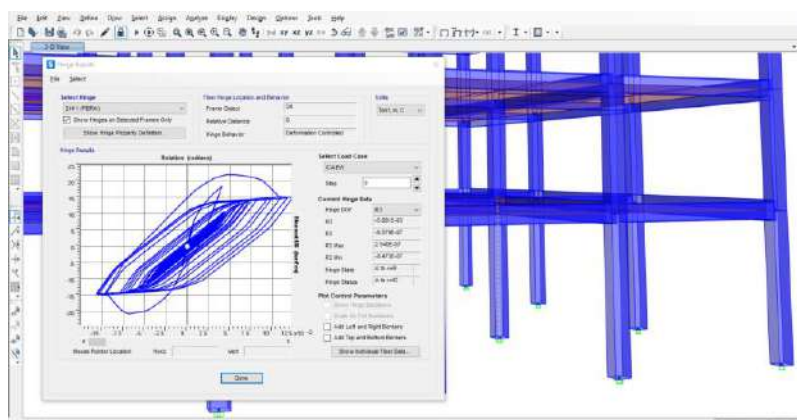


Ilustración 90. Rotación de la rótula plástica en M3 de la columna 24H1 (FIBRA), sismo Ica 2007.

Fuente: Propia

Luego de analizar las ilustraciones 88, 89 y 90, la rotación máxima obtenida es de 12.5/1000 en la dirección XX, el cual supera al límite de 10/1000. En cuanto a la dirección YY, la rotación máxima es de 26/1000, de igual manera supera el límite por lo que se esperaría un colapso acorde al ATC40 del bloque B y D.

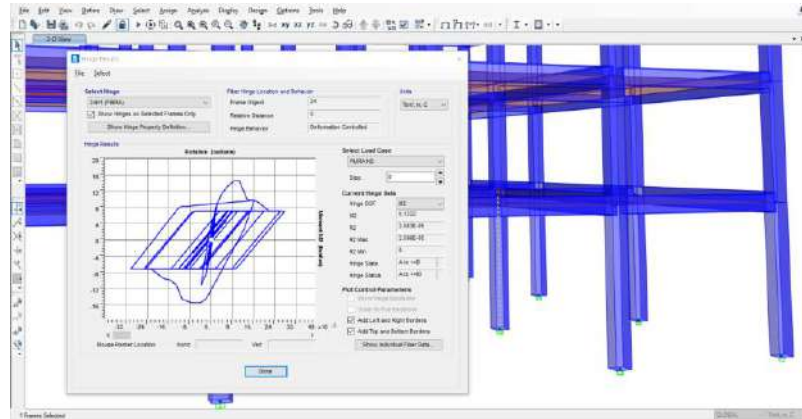


Ilustración 91. Rotación de la rótula plástica en M2 de la columna 24H1 (FIBRA), sismo Piura 2022.

Fuente: Propia

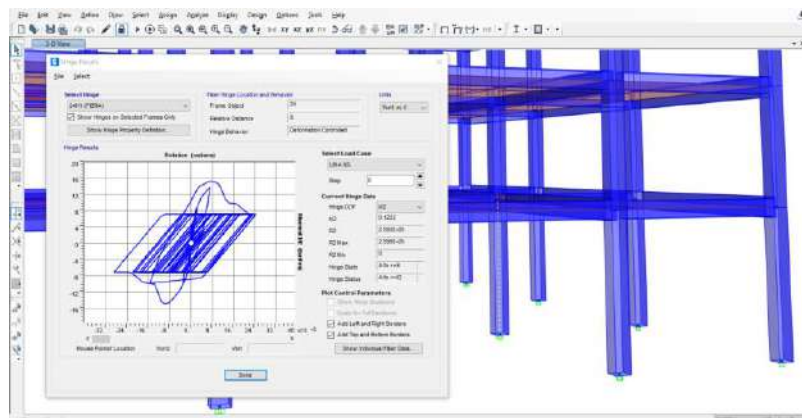


Ilustración 92. Rotación de la rótula plástica en M2 de la columna 24H1 (FIBRA), sismo Lima 1966.

Fuente: Propia

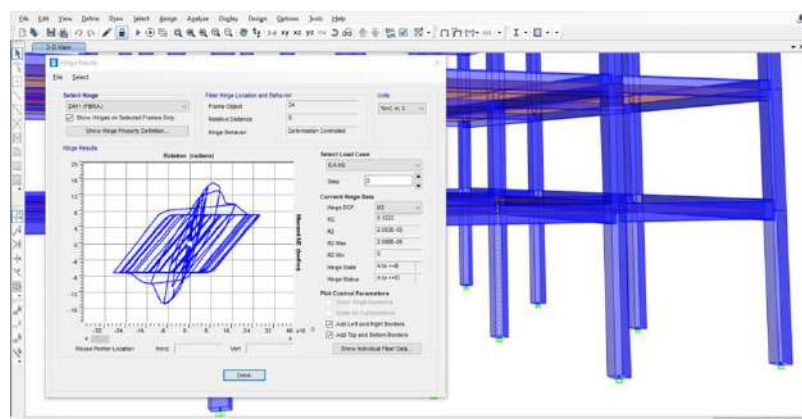


Ilustración 93. Rotación de la rótula plástica en M2 de la columna 24H1 (FIBRA), sismo Ica 2007.

Fuente: Propia

Bloque C:

Para el bloque B, luego de analizar los 3 registros en la dirección XX, el desplazamiento máximo supera los 20 cm, tal como se aprecia en las siguientes imágenes.

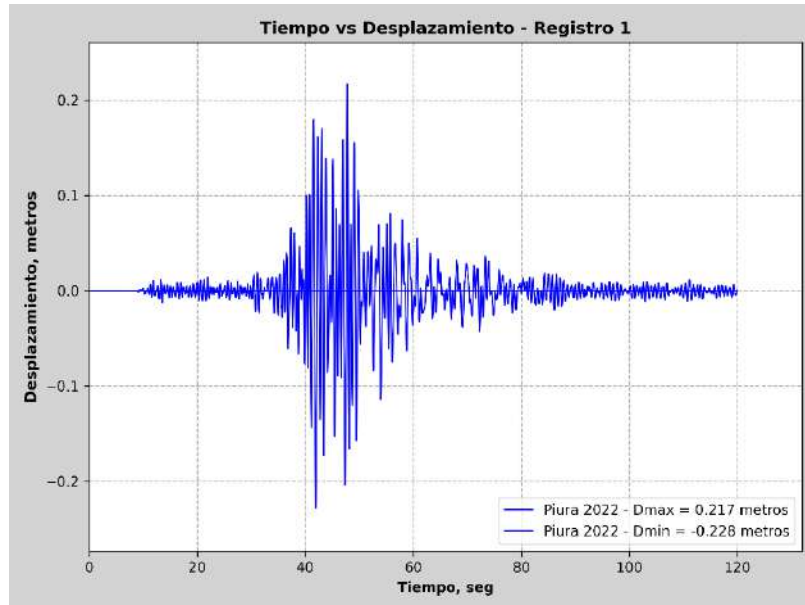


Ilustración 94. Desplazamiento en el tiempo en dirección XX del bloque C, sismo Piura 2022.

Fuente: Propia

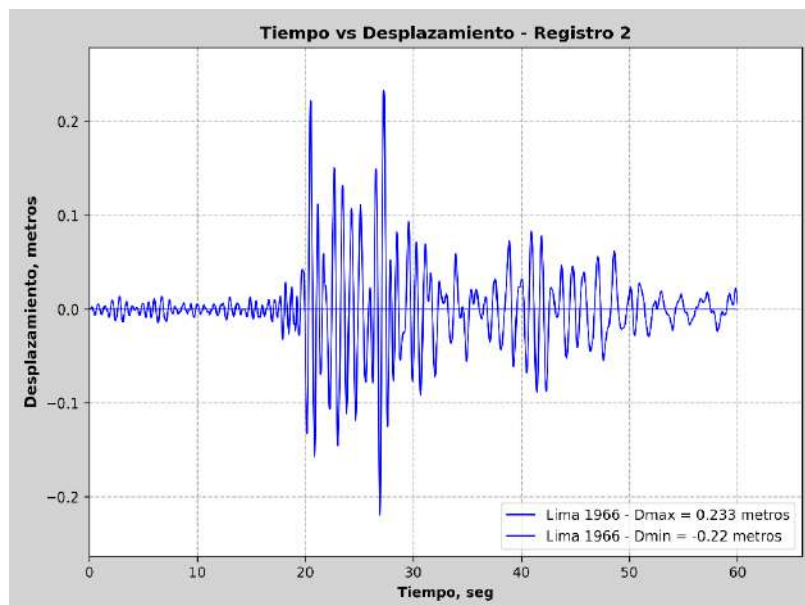


Ilustración 95. Desplazamiento en el tiempo en dirección XX del bloque C, sismo Lima 1966.

Fuente: Propia

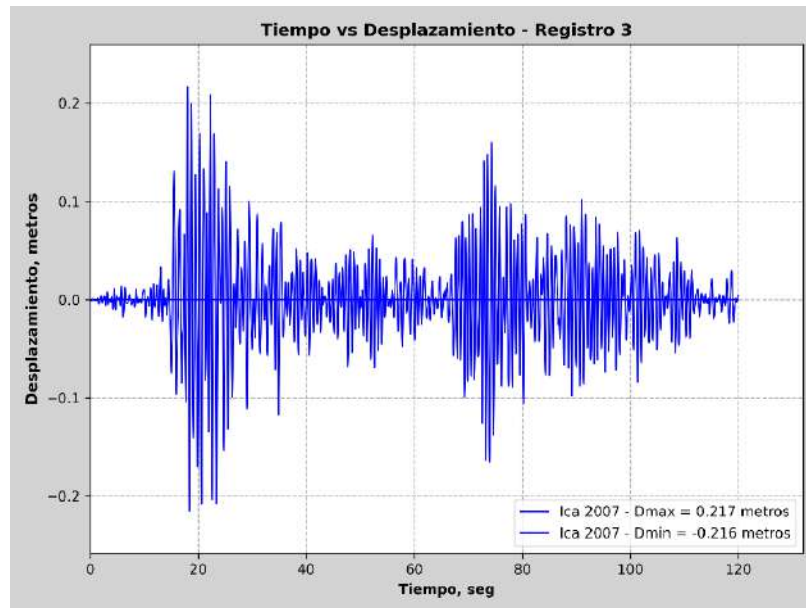


Ilustración 96. Desplazamiento en el tiempo en dirección XX del bloque C, sismo Ica 2007.

Fuente: Propia

Para dirección YY al igual que en la dirección XX, luego de analizar los 3 registros se obtuvo que el desplazamiento máximo supera los 25 cm. Por lo cual se procedería un colapso en el bloque C.

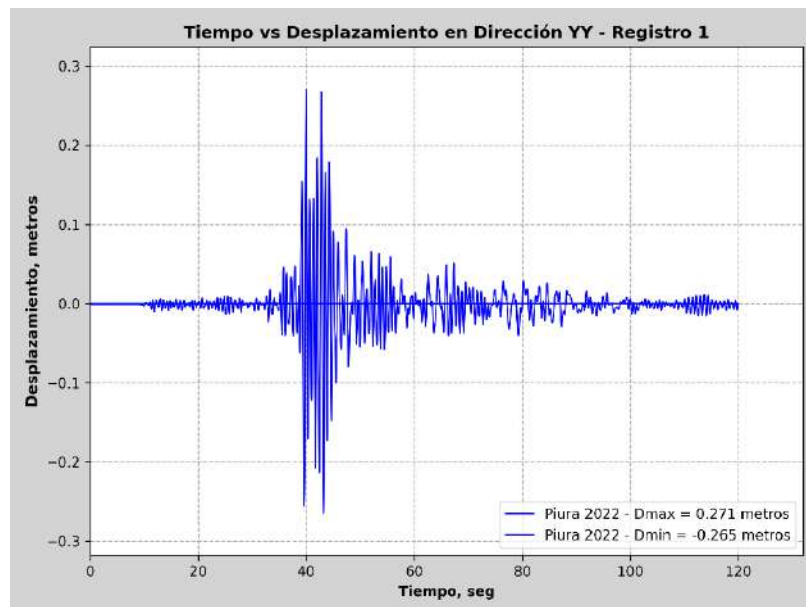


Ilustración 97. Desplazamiento en el tiempo en dirección YY del bloque C, sismo Piura 2022.

Fuente: Propia

Cortante Basal en el tiempo:

Se muestran las cortantes en el tiempo para los registros de Piura 2022, Lima 1966 e Ica 2007 para la dirección XX y YY del bloque C.

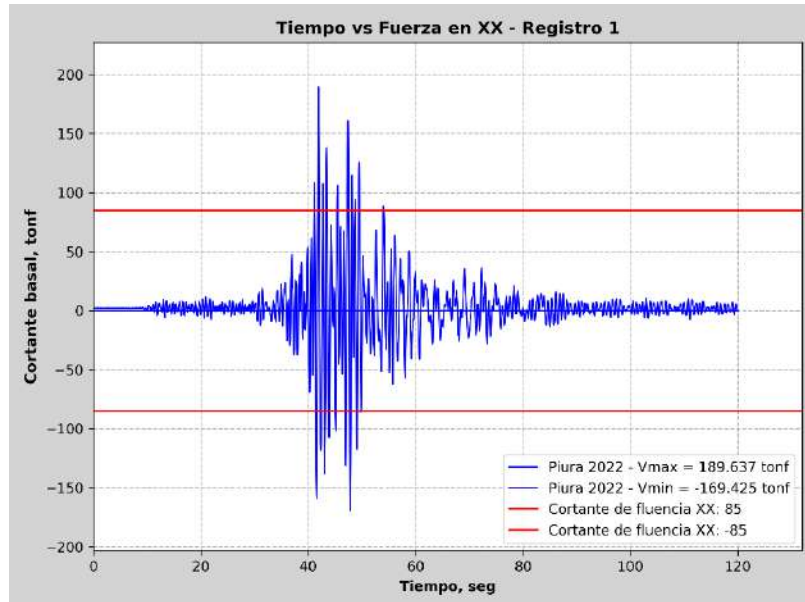


Ilustración 98. Cortante Basal en el tiempo en dirección YY del bloque C, sismo Piura 2022.

Fuente: Propia

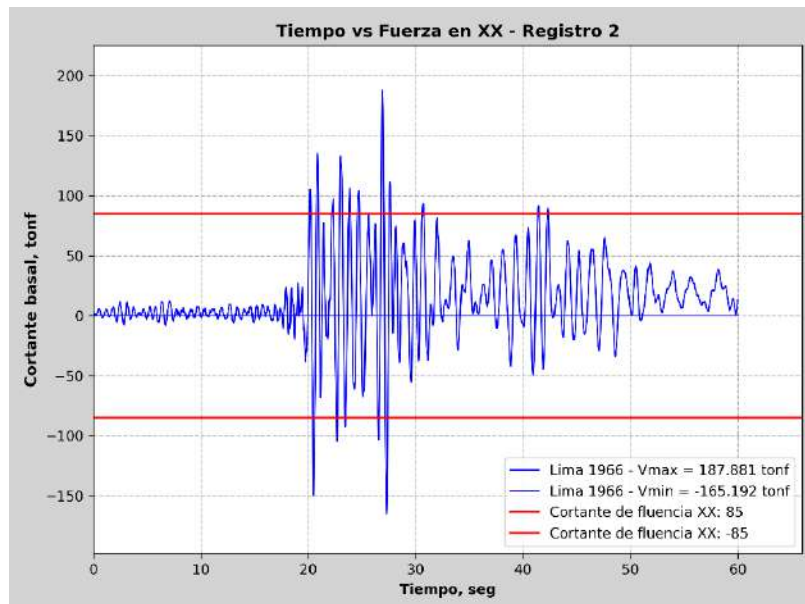


Ilustración 99. Cortante Basal en el tiempo en dirección YY del bloque C, sismo Lima 1966.

Fuente: Propia

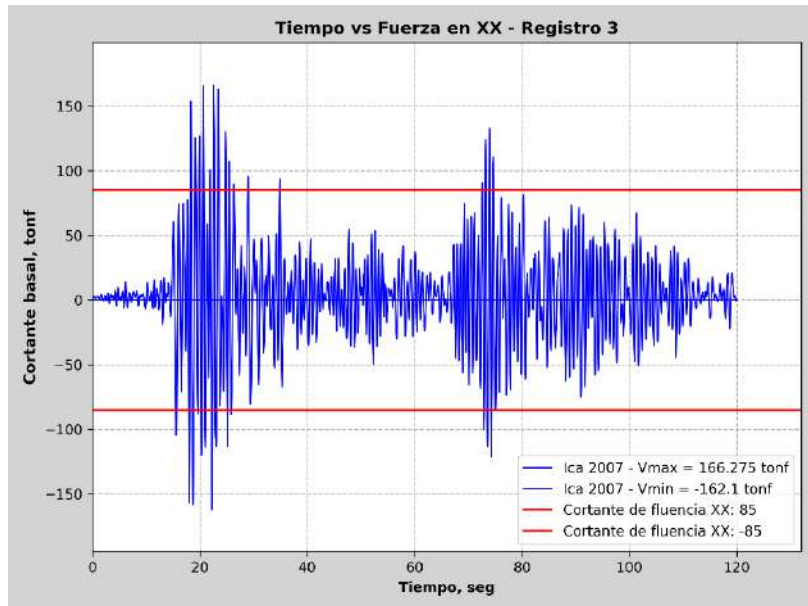


Ilustración 100. Cortante Basal en el tiempo en dirección XX del bloque C, sismo Ica 2007.

Fuente: Propia

Luego de revisar la cortante basal obtenidos de los 3 registros, la cortante de fluencia que la sobre resistencia es de 2, aproximadamente en la dirección XX en el bloque C.

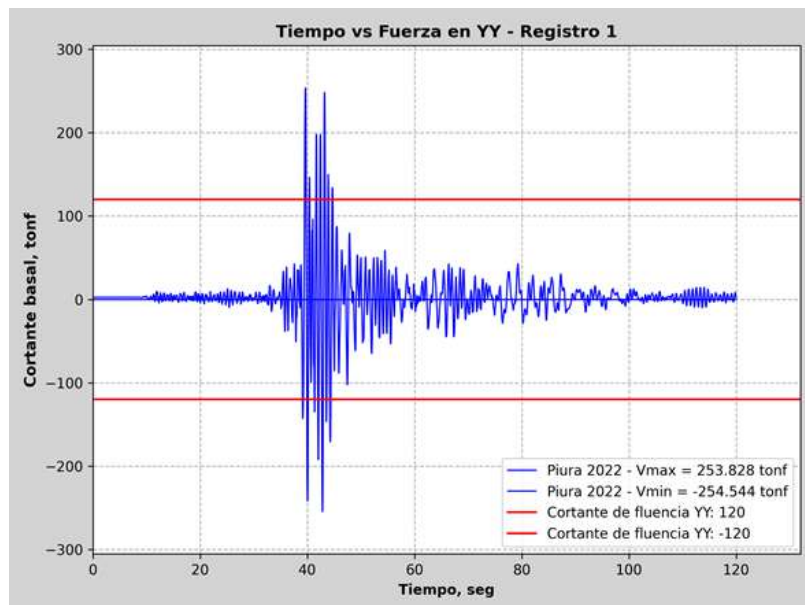


Ilustración 101. Cortante Basal en el tiempo en dirección YY del bloque C, sismo Piura 2022.

Fuente: Propia

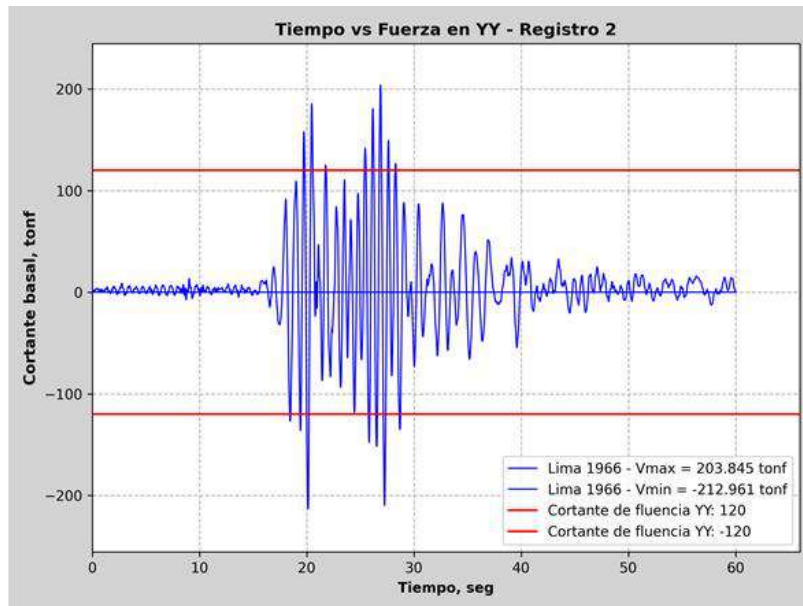


Ilustración 102. Cortante Basal en el tiempo en dirección YY del bloque C, sismo Lima 1966.

Fuente: Propia

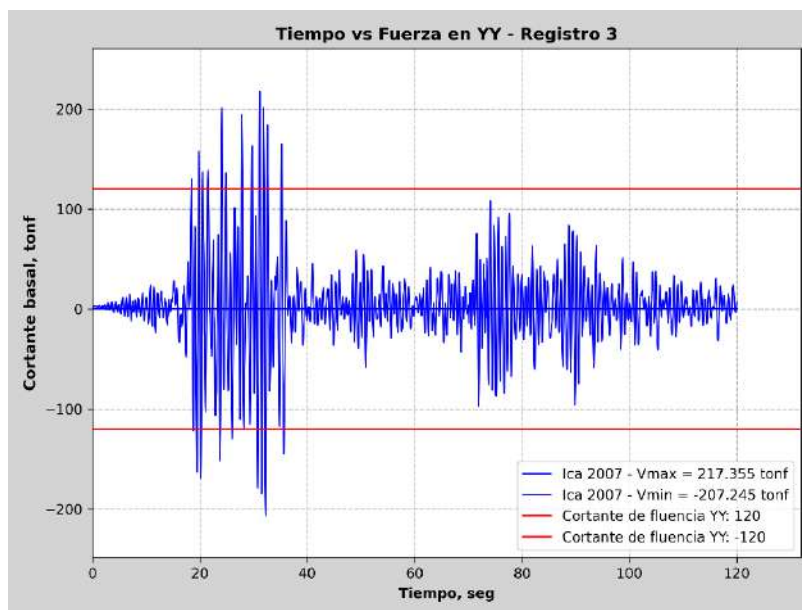


Ilustración 103. Cortante Basal en el tiempo en dirección YY del bloque C, sismo Ica 2007.

Fuente: Propia

Se observa que respecto de la cortante de fluencia que la sobre resistencia es de 2 aproximadamente en la dirección YY en el bloque C.

Derivas máximas:

La deriva máxima en la dirección XX es de 33.3/1000 como máximo y de 31/1000 en la dirección YY, por lo que supera ampliamente la deriva límite mencionada en la norma peruana E.030 y significaría en efecto el colapso del bloque C.

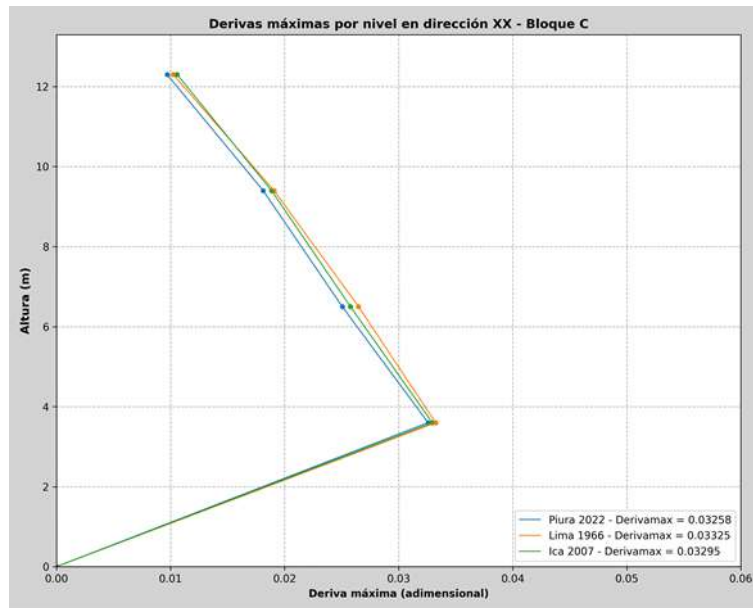


Ilustración 104. Derivas máximas del análisis no lineal tiempo historia en dirección XX del bloque C.

Fuente: Propia

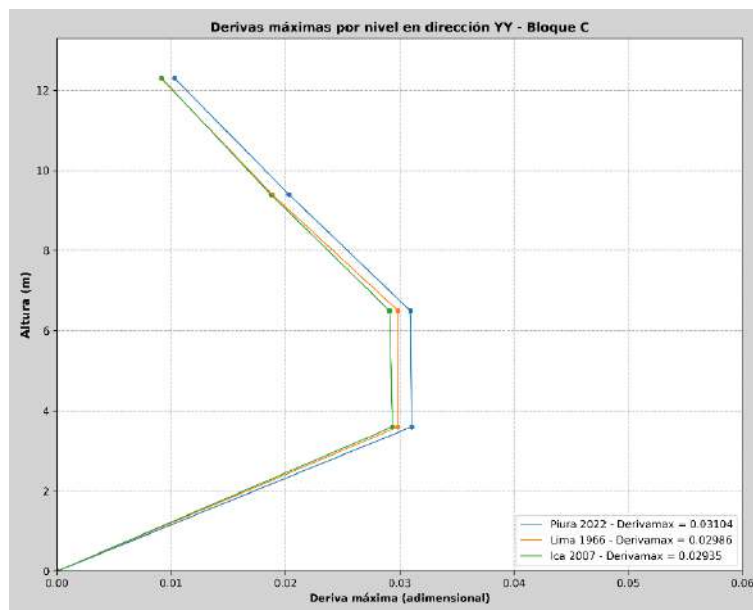


Ilustración 105. Derivas máximas del análisis no lineal tiempo historia en dirección YY del bloque C.

Fuente: Propia

Revisión de rotación en columnas:

Finalmente se observa que la rotación máxima es de 12/1000 en la dirección XX y de 12.5/1000 en la dirección YY, el cual supera al límite de 10/1000, por lo que se esperaría un colapso acorde al ATC40[17], en la tabla N°25.

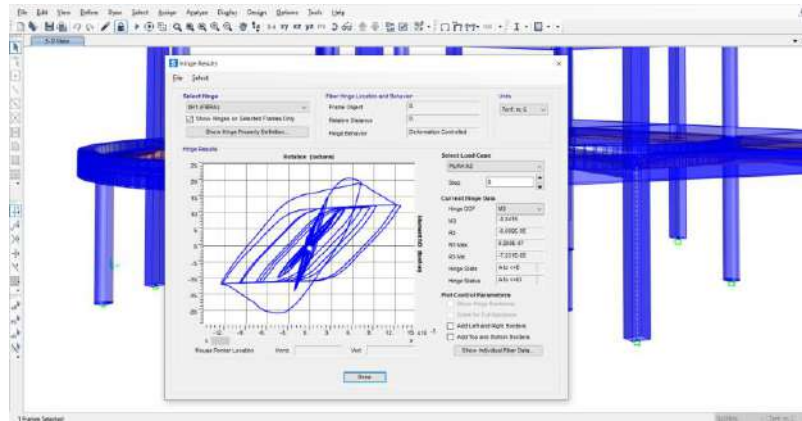


Ilustración 106. Rotación de la rótula plástica en M3 de la columna 8H1 (FIBRA), sismo Piura 2022.

Fuente: Propia

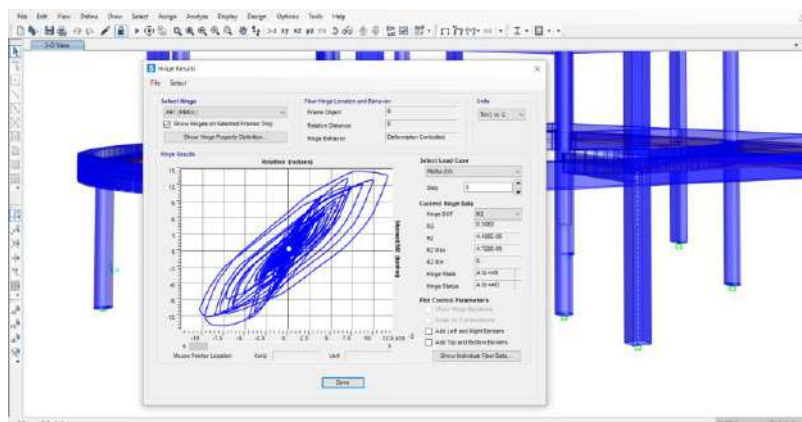


Ilustración 107. Rotación de la rótula plástica en M2 de la columna 8H1 (FIBRA), sismo Piura 2022.

Fuente: Propia

Análisis de la propuesta de reforzamiento en caso lo amerite:

La edificación producto de los análisis sísmicos planteados se obtuvo como resultado un colapso total de la estructura, por lo cual no amerita ser reforzada por las siguientes razones:

- La edificación fue construida hace 27 años, lo cual implica que fue diseñada por una normativa con criterios desfasados (1977), según estudios realizados anteriormente las edificaciones construidas en esta época se consideraban muy flexibles y presentaban desplazamientos considerables [5], teniendo en cuenta los análisis sísmicos realizados la estructura presenta dichas características.
- El resultado del ensayo de esclerometría y diamantina, indica que la resistencia actual del edificio es de aproximadamente de 115kg/cm², lo que indica que es inferior a lo que estipula la norma E.060, por temas de durabilidad (175kg/cm²) y por temas de resistencia como mínimo (210kg/cm²).
- Al ser una edificación de tipo esencial, no debería presentar ningún tipo de irregularidad, debido a que se encuentra en la zona altamente sísmica “Z=4”, en el caso del palacio municipal presenta en los bloques A y C, irregularidades por planta y altura.
- En cuanto al análisis no lineal, para una edificación de tipo esencial sometido a un sismo severo, debería tener un nivel de desempeño operacional, en esta investigación se demuestra que la edificación se encuentra en el rango de prevención al colapso.

Conclusiones

- Se realizó la evaluación de vulnerabilidad estructural donde se identificó las carencias de los elementos estructurales, la falta de mantenimiento, las juntas sísmicas, la presencia de fisuras y puntos de humedad en distintos ambientes del Palacio Municipal.
- Se realizó el ensayo de mecánica de suelos y se identificó un suelo de apoyo de categoría S3 “Blando” y de tipo CL “Arcilla de Baja Plasticidad”.
- Se determinó que el ensayo de esclerometría tiene un error promedio de + 25%, luego de ser comparado con los resultados de los núcleos de diamantina. La resistencia a la compresión real del concreto obtenida por el ensayo de esclerometría y diamantina es de 115 kg/cm². Dichos resultados son inferiores en cuanto a la resistencia y durabilidad, según la norma E.060 por durabilidad se requiere una resistencia característica mínima de 175 kg/cm² acorde al artículo 9.4.1.
- Mediante el ensayo de escaneo de acero, se determinó el diámetro del acero de refuerzo de cada elemento estructural, predominando varillas de 3/4” en las columnas y 5/8” en las vigas.
- Mediante el análisis lineal se determinó que el bloque B y D es una estructura regular, sin embargo, los bloques A y C, presentan irregularidad en planta y altura, lo cual no está permitido para una edificación esencial según el artículo 21, de la norma E.030, que establece que no se permiten irregularidades, si la edificación esencial está ubicada en la zona sísmica “Z=4”. Por otro lado, las derivas máximas obtenidas de los bloques A, B, C y D, exceden ampliamente a la deriva máxima permisible de 7/1000 establecida por la norma E. 030.
- En cuanto al análisis estático no lineal, se concluye que el punto de desempeño acorde al método de coeficientes del ASCE 41-17 y SEAOC VISION 2000 para los bloques A, B, C y D para el sismo bajo el cual se encuentra el emplazado el edificio acorde a la norma E.030 se ubica fuera de curva de capacidad. Asimismo, según el ATC el colapso de la estructura se debe al colapso de las columnas cuando alcanzan su rotación máxima.
- Mediante el dinámico no lineal tiempo historia se concluye que, debido a las rotaciones, desplazamientos y derivas el edificio se encontraría en colapso, debido a que supera ampliamente la capacidad de deformación.

- La edificación no amerita ser reforzada debido a que según los resultados obtenidos la edificación colapsaría, presenta irregularidades en planta y altura, desplazamientos y derivas muy lejanas al límite permitido por la norma E.030 y sus elementos estructurales cuentan con $f'c$ de 115 kg/cm², el cual por temas de durabilidad no cumple la resistencia característica mínima de 175 kg/cm² acorde al artículo 9.4.1 de la norma E.060 y por efectos sísmicos de 210kg/cm² acorde al artículo 21.3.2.

Recomendaciones

- Para el buen funcionamiento de los elementos estructurales se recomienda realizar un mantenimiento periódico a las edificaciones, así evitar su deterioro y posibles patologías en los elementos estructurales.
- Para realizar un correcto análisis sísmico se recomienda, realizar ensayos a los elementos estructurales con el fin de saber sus propiedades mecánicas actuales.
- Para las futuras investigaciones se recomienda realizar análisis sísmicos lineales y no lineales a edificaciones existentes especialmente a las edificaciones de categoría esencial con la finalidad de saber su nivel de desempeño.

Referencias bibliográficas

- [1] G. Pereyra, “El escenario teórico de un terremoto 8.8 con replicas cada 3 minutos que explica por qué debemos empezar a prevenir”, Diario El Comercio, (acceso: 20 octubre de 2021) [en línea] <https://cutt.ly/xTir1g4>
- [2] H. Tavera IGP, “Cinturón de Fuego del Pacífico ¿Activación en cadena?”, (acceso: 1 noviembre de 2021) [en línea] <https://cutt.ly/ATit51F>
- [3] Andina.pe, “IGP advierte que Lima es la zona con mayor acumulación de energía sísmica” (acceso: 25 octubre de 2021) [en línea] <https://cutt.ly/vTiyqaN>
- [4] EOM, “Mapa Placas Tectónicas”, (acceso: 25 octubre de 2021) [en línea] <https://elordenmundial.com/mapas-y-graficos/placas-tectonicas/>
- [5] A. Muñoz, “Norma sísmica peruana vigente, posibles cambios. Simposios nuevos criterios para el diseño de edificaciones de concreto armado”. Lima: SENCICO, 2017.
- [6] A. Reinhorn, M. Willford y G. Deierlein, “NEHRP Informe técnico de diseño sísmico n. ° 4: análisis estructural no lineal para diseño sísmico: una guía para ingenieros en ejercicio”, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, 2010 [en línea] https://tsapps.nist.gov/publication/get_pdf.cfm?pub_id=915469
- [7] J. Lao García, “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio municipal de la ciudad de Machala”. En Memoria de artículos del I Congreso Internacional de Ciencia y Tecnología UTMACH 2015 (pp. 22-29). Universidad Técnica de Machala, Machala, 2015, [En línea]. Disponible en: <http://repositorio.utmachala.edu.ec/handle/48000/4934>
- [8] R. Medina y J. Music, “Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena,” Obras y Proyectos, n.23, pp.63-77. ISSN 0718-2813.2018, [En línea]. Disponible en: <http://dx.doi.org/10.4067/s0718-28132018000100063>
- [9] D. A. Galarza, “Evaluación del desempeño sísmico del edificio de la Oscus mediante comparación del análisis estático no lineal (Pushover), análisis estático modal (Pushover Multimodal) y dinámico no-lineal (Historia de Respuesta),” Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Universidad Técnica de Ambato, Ambato, Ecuador, 2019. [En línea]. Disponible en: <http://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/29942>
- [10] R. M. Calcina, “Evaluación del Desempeño Sísmico de un Edificio de Once Pisos Utilizando Análisis Estático y Dinámico No-Lineal,” Maestro en Ingeniero Civil Estructural, Escuela de Postgrado, Universidad Privada de Tacna, Tacna, Perú, 2017. [En línea]. Disponible en: <http://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/499>

- [11] A. E. Estaba, “Análisis estático y dinámico no lineal en el desempeño de un edificio de concreto armado diseñado bajo la norma E-030 en Puno,” Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Urbanismo, Universidad Nacional del Altiplano, Puno, Perú, 2017. [En línea]. Disponible en: <http://repositorio.unap.edu.pe/handle/UNAP/6079>
- [12] A. M. Bravo y E. P. Montenegro, “Evaluación del Desempeño Sísmico de los bloques B y C del Conjunto Multifamiliar Colibrí ubicado en la Ciudad de Chiclayo,” Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, Chiclayo, Perú, 2019. [En línea]. Disponible en: <https://hdl.handle.net/20.500.12893/3244>
- [13] D. E. Chuquicahua, “Análisis no lineal estático y dinámico de un edificio de concreto armado con disipadores de energía SLB en la ciudad de Chiclayo,” Ingeniero Civil Ambiental, Facultad de Ingeniería, Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, Chiclayo, Perú, 2020. [En línea]. Disponible en: <http://hdl.handle.net/20.500.12423/2914>
- [14] J. M. Diaz y C. L. Diaz Rivera, “Evaluación de desempeño sísmico del Hospital Regional de Lambayeque, ubicado en la provincia de Chiclayo, departamento Lambayeque,” Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, Chiclayo, Perú, 2020. [En línea]. Disponible en: <https://hdl.handle.net/20.500.12893/8411>
- [15] Reglamento Nacional de Edificaciones – Estructuras, SENCICO, 2020.
- [16] FEMA 440, “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures” NERHP, 2005 [En línea]. Disponible en: <https://mitigation.eeri.org/wp-content/uploads/fema-440.pdf>
- [17] Seismic Safety Commission, C: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, California, 1996.
- [18] “ASCE / SEI 41-17” American Society of Civil Engineers, 2017.
- [19] SEAOC. Conceptual framework for performance based seismic engineering of buildings. Vision 2000 Committee and California Office of Emergency Services, Sacramento, USA, 1995.
- [20] R. Quispe, “Evaluación del desempeño sísmico del laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH mediante métodos no lineales,” Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil, Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, Ayacucho, Perú, 2018. [En línea]. Disponible en: <http://repositorio.unsch.edu.pe/handle/UNSCH/3261>

- [21] R. W. Yu, D. L. Chiang and J. C. Yi, " Adaptación de ANFIS para mejorar la prueba del martillo de rebote en el campo para la estimación de la resistencia a la compresión del concreto," *Mater. Sci. Forum*, vol. 975, pp. 191-196, 2020. Available: <http://dx.doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.975.191>
- [22] M. Borja Suárez, "Correlación entre la resistencia real de concreto y el ensayo no destructivo de esclerometría para muestras de concreto en el departamento de Lambayeque," *Maestro en: Gerencia de obras y construcción*, Escuela de Postgrado, Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, Chiclayo, Perú, 2018 [En línea]. Disponible en: <https://hdl.handle.net/20.500.12893/5761>
- [23] K. Zambrano Rojas, "Determinación de la resistencia a la compresión del concreto mediante el método de esclerometría," *Ingeniera Civil*, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú, 2017 [En línea]. Disponible en: <http://repositorio.unc.edu.pe/handle/UNC/1003>
- [24] G. Vélez Gallardo, "Comparación de los ensayos de diamantina y esclerometría de la pavimentación de los jirones Japón, Portugal y Brasil - Cajamarca," *Ingeniera Civil*, Facultad de Ingeniería, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú, 2019 [En línea]. Disponible en: <http://hdl.handle.net/10757/626340>
- [25] B. Bolborea *et al*, " Evaluación comparativa de la eficiencia de las metodologías utilizadas para determinar la resistencia a la compresión del hormigón: método estándar (destructivo) vs. Método no destructivo," *Constructii*, vol. 20, (1), pp. 28-34, 2019. Available: <https://bit.ly/3zG5wAu>
- [26] Poorababi *et al*, "Predicción de la resistencia a la compresión del hormigón mediante ensayos no destructivos mediante metodología de superficie de respuesta," *Ain Shams Engineering Journal*, Volume 11, Issue 4, Pages 939-949, ISSN 2090-4479, 2012. Available: <https://doi.org/10.1016/j.asej.2020.02.009>
- [27] L. F. A. Bernardo, "Evaluación de la resistencia del hormigón autocompactante con ensayos no destructivos para estructuras de hormigón," *Applied Sciences*, vol. 9, (23), pp. 5109, 2019. Available: <http://dx.doi.org/10.3390/app9235109>
- [28] Sai, V., Mahalingam, C., Shiva, M. "A Nonlinear Static Research on A G+5 Storey Existing RC Structure Under Seismic Loading", *International Journal of Recent Technology and Engineering (IJRTE)*, Vol. 8, 2019.
- [29] L. Esteva, "Peligro, vulnerabilidad y riesgo sísmico", *revista Ciencia*, Vol. 69 número 3 México, 2018.
- [30] F. Najam, "CE 75.03 Earthquake Engineering for Tall Buildings", Department of

Structural Engineering, Pakistan, 2020.

[31] M. L. Cienfuegos, “Evaluación del desempeño estructural utilizando el análisis no lineal de la I.E. 10202 “Virgen de la Paz” - Pacora,” Ingeniero, Facultad de Ingeniería, Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, Chiclayo, Perú, 2019. [En línea]. Disponible en: <http://hdl.handle.net/20.500.12423/4878>

[32] F. Najam, “Nonlinear Modeling of S tructures”, webpage of Fawad Ahmed Najam Assistant Professor (Structures). [En línea]. Disponible en: <https://fawadnajam.com/>

[33] F. Najam, “Basic Concepts of Nonlinear Analysis - Part 1 Material Nonlinearity vs. Geometric Nonlinearity”, Nonlinear Modeling and Analysis for Performance-based Seismic Design of Structures, 2018.

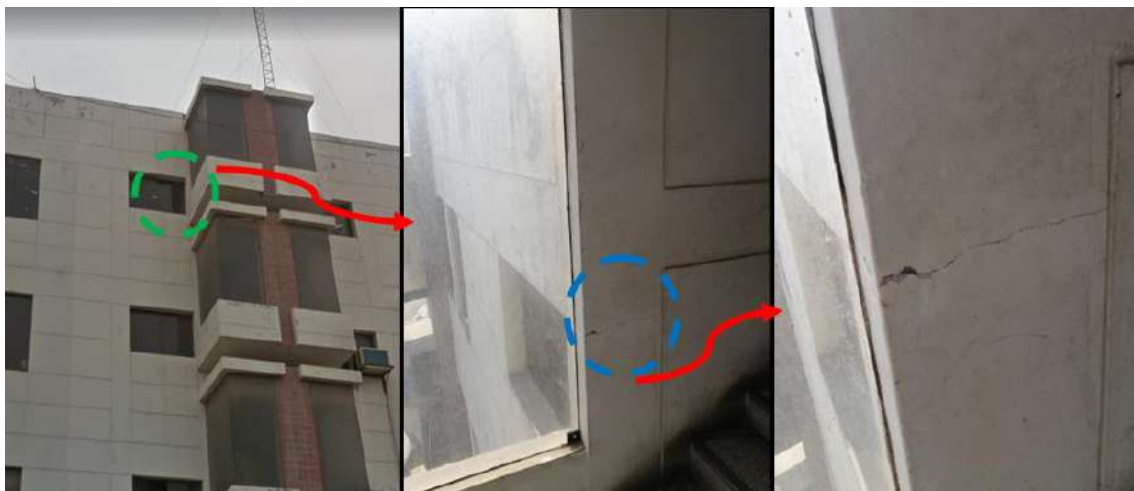
Anexos:

Anexo N° 01: Evaluación de vulnerabilidad estructural

A) Fisura en muro perimetral en el bloque D:



B) Fisura ubicada en el eje "A-A" a lado de la escalera del bloque B.



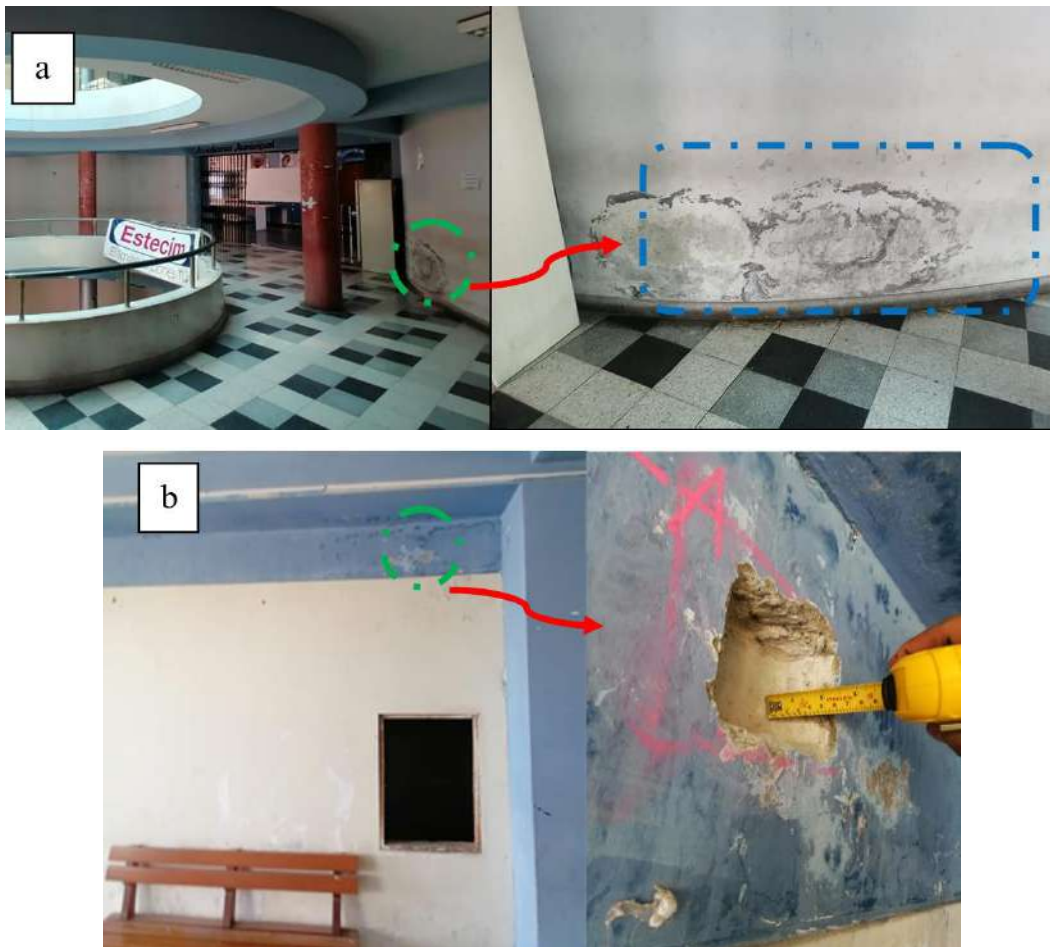
C) Fisura ubicada en el eje "A-A" a lado de la escalera del bloque B.



- D) Presencia de zonas de humedad en el primer nivel a). Muro del baño de damas del bloque, b) Vigas del eje 5-5 tramo F - G del bloque A y C.



- E) Presencia de zonas de humedad en el tercer nivel en bloque C a). Muro del baño de damas del bloque C. b) Viga del eje 5-5 tramo H-I.



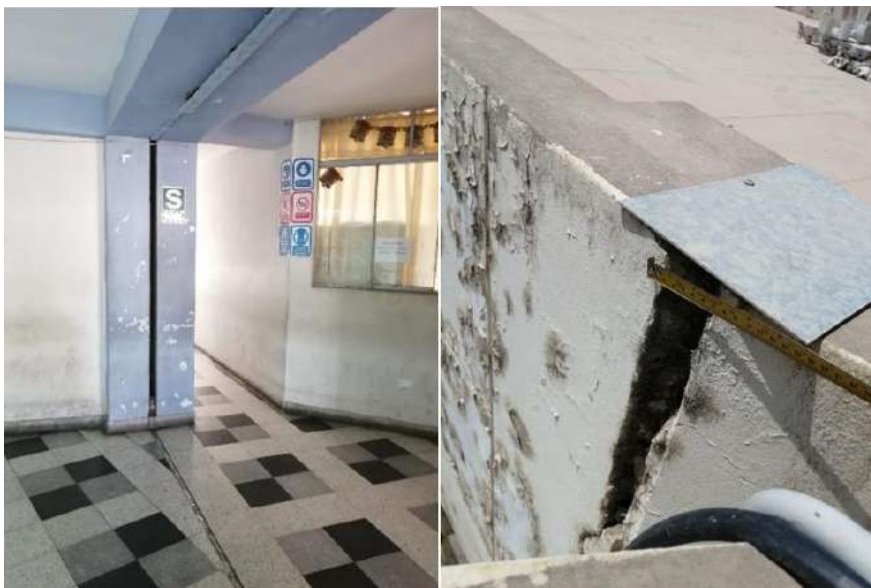
F) Junta sísmica entre el bloque A y C



G) Junta sísmica entre el bloque B y C



H) Junta sísmica entre el bloque C y D



Anexo N° 02: Estudio de mecánica de suelos

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

Autor: Sánchez Cardozo César

PANEL FOTOGRAFICO DE LA REALIZACION DE CALICATAS**1. Ubicación de las calicatas:***Ilustración 1. Ubicación de las calicatas***2. Excavación de las Calicatas:***Ilustración 2. Excavación de la Calicata 01*

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

Autor: Sánchez Cardozo César

Ilustración 3. Excavación de la Calicata 02



Ilustración 3. Excavación de la Calicata 03



EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

Autor: Sánchez Cardozo César

Ilustración 4. Recolección de muestras



EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

Autor: Sánchez Cardozo César



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL
DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ APLICANDO EL ANÁLISIS SISMICO
NO LINEAL, CHICLAYO”

UBICACIÓN:

DISTRITO: JOSÉ LEONARDO ORTIZ

PROVINCIA: CHICLAYO

DEPARTAMENTO: LAMBAYEQUE

SOLICITANTE:

Sánchez Cardozo Augusto César

FECHA:

Chiclayo, 21 de Abril del 2022



964423859 - 943011231



Ca. José Galvez N° 120



fermatisc@gmail.com



www.fermatisc.cf

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO**

Autor: Sánchez Cardozo César



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

**Informe de Estudio Mecánica de Suelos Con Fines de
Cimentación**

1.0 GENERALIDADES:

1.1 OBJETIVO DEL ESTUDIO:

El presente Estudio de Mecánica de Suelos para el proyecto que lleva como nombre "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO", solicitado por el alumno Sánchez Cardozo Augusto César, con la finalidad de determinar adecuadamente los aspectos de la seguridad de los sistemas constructivos e investigar las características físicas y mecánicas del suelo que permitan establecer los criterios óptimos y los parámetros necesarios para que se lleve a cabo la "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO". En base a estos trabajos, se examinarán las diferentes condiciones de los estratos que conforman el sitio de interés y se procederá a efectuar los análisis respectivos con el fin de dar las recomendaciones necesarias para la ejecución del proyecto.

RECOPIACIÓN DE DATOS GENERALES DE LA ZONA.

- Exploración y pruebas de campo.
- Extracción de muestras.
- Ensayos de laboratorio.

TRABAJOS DE GABINETE

- Evaluación geotécnica de resultados de Campo y Laboratorio.
- Registro de los Perfiles Estratigráficos.
- Nivel Freático encontrado



964423859 - 943011231
Ca. José Galvez N° 120

fermatisac@gmail.com
www.fermatisac.cf

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO**

Autor: Sánchez Cardozo César



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

1.2 NORMATIVIDAD:

Los trabajos de investigación se han realizado según Norma Peruana EMS E 050, la cual se basa en la aplicación de la Mecánica de Suelos que indica ensayos fundamentales y necesarios para predecir el comportamiento de un suelo bajo la acción de sistemas de carga y que, con la ayuda del análisis matemático, ensayos de laboratorio, ensayos de campo, permite proyectar y ejecutar trabajos de fundaciones de toda índole.

1.3 CLIMA:

El clima es de semi - cálido a cálido con temperaturas que van de 18 °C a 32 °C, recibiendo influencias de las variaciones de la faja ecuatorial y de los cambios de dirección de la corriente marina de aguas frías (Humboldt) lo que ocasiona temperaturas altas y escasa precipitación, salvo durante periodos cortos y esporádicos de ingresos al hemisferio sur de corrientes marinas de aguas calientes (El Niño) y otros períodos como los ocurridos en 1963, 1987 y 1996 y recientemente en el 2017 con extraordinarias magnitud.

En la zona del proyecto las precipitaciones son escasas concentrándose entre los meses de enero a mayo, el resto del año es seco. El promedio más alto lo alcanza en el mes de marzo. Las anomalías climáticas en estas últimas décadas han concurrido para que se presenten dos eventos pluviales importantes denominados "Fenómeno El Niño" en la costa norte del Perú en los años 1983, 1998 y 2017 con lluvias de gran intensidad.

1.4 MEMORIA DESCRIPTIVA:

El área en estudio del proyecto en mención, tiene los siguientes linderos

Por el frente con la plaza cívica de José Leonardo Ortiz

Por el fondo colinda con la calle Cabildo

Por la derecha colinda con calle Cruz de Chalpon

Por la izquierda colinda con calle Libertadores



964423859 - 943011231

Ca. José Galvez N° 120

fermatisc@gmail.com

www.fermatisc.cl

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
 APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

Autor: Sánchez Cardozo César



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

2.0 ANTECEDENTES GEOMORFOLOGICOS, GEOLOGICOS Y TECTONICOS DEL AREA EN ESTUDIO:

2.1 ANTECEDENTE GEOMORFOLOGICO:

La zona de estudio se encuentra sobre la faja costanera la cual está compuesta de extensas pampas de depósitos cuaternarios con algunos cerros que sobresalen en terrenos adyacentes; esta zona está controlada por un rasgo morfológico propio de la costa las cuales las planicie costanera, la cual es tan solamente interrumpido por los valles de los ríos, en cuanto a los barrancos estos son casi verticales y con un rumbo paralelo a la costa, estos depósitos son provenientes de los conos deyecciónes antiguos, como es del río Chancay, el drenaje de la zona se dirige hacia el océano por lo cual la deposición de los sedimentos ha sido y es hacia el océano y se ha dado en un ambiente continental y en algunas partes marino, es por eso que en el ambiente continental encontramos depósitos conglomerádicos como boleos y arenas gruesas y fina propio del transporte de los ríos, los depósitos cuaternarios están compuestos de un conglomerado heterogéneo en los cuales se pueden observar cantos sub redondeados a redondeados dentro de un matriz limo arenosa con presencia de arcillas en algunas zonas con una naturaleza intrusiva, volcánica y sedimentaria, según se va profundizando.

2.2 ANTECEDENTE GEOLOGICO:

2.2.1 GEOLOGIA

La conformación estratigráfica de toda el área en estudio y en general todo el valle Chancay están apoyados sobre un depósito de suelos finos de origen **sedimentario, heterogéneo** de unidades geológicas: Era **cenozoica**, Sistema: **cuaternario**, Serie: **reciente**.

2.3 ANTECEDENTE TECTONICO:

Esta zona si bien contienen estructuras aisladas que corresponden a las distintas fases de la orogénesis andina, en buen aparte esta zona estuvo tectónicamente estable durante tales movimientos, de tal forma que ahora esta zona se caracteriza por presentar un relieve relativamente suave, con áreas extensas de estratos y superficies sub horizontales. Con algunos cuerpos intrusivos que cortan a estos estratos y afloran a manera de pequeños cerros aislados que se levanta sobre la planicie de la faja costanera. Con lo cual se interpreta que esta zona como relativamente estable se ha quedado al margen de las deformaciones importantes que se afectaron a la zona alto andina. Estas deformaciones se manifestaron en la provincia a una escala relativamente reducida teniendo como testigos cerros que afloran en la zona de estudio.



964423859 - 943011231
 Ca. José Galvez N° 120

fermatiasac@gmail.com
 www.fermatiasac.cf

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
 APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

Autor: Sánchez Cardozo César



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

La sedimentación durante el neocomiano – aptiano nos muestra una sedimentación del tipo marino litoral a continental sobre los cuales se encuentran depósitos de plataforma (arenas, gravas), siguiéndole luego una trasgresión marina en el albio – santoniano, en el cual se produce una nueva invasión del mar posteriormente se ha producido un levantamiento y sedimentación continental que ocurrió en el cretáceo superior ocasionando una emersión de la cuenca y al consiguiente erosión de la misma, constituyendo la fuente de alimentación que genero la secuencia clásica continental que aflora en el área de estudio, durante este periodo no existen indicios de un plegamiento notable en este periodo.

Sismicidad:

De acuerdo a la Información Sismológica en la Región Lambayeque, se han producido sismos de intensidades promedio VII-VIII. Por otra parte la zona en estudio se encuentra ubicada en la **ZONA 4** del Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, con suelos clasificados como flexibles del tipo S₂ de acuerdo a la Norma Técnica de Edificación E 030 - Diseño Sísmico Resistente. Las Fuerzas Sísmicas Horizontales pueden calcularse de acuerdo a las Normas de Diseño Sismo Resistente de la normatividad citada según la siguiente relación

Donde:

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

S es el factor de amplificación del suelo con un valor de S = 1.10, para un periodo de vibración de T_p (s) = 1.10, U = 1.50, C = Coeficiente de amplificación sísmica y Z es el factor de zona con un valor de Z=0.45g.



964423859 - 943011231
 Ca. José Galvez N° 120

fermatiac@gmail.com
 www.fermatiac.cf

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

Autor: Sánchez Cardozo César



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



3.0 INVESTIGACIONES DE CAMPO

El alcance de las investigaciones de campo debería ser apropiados para el tamaño e importancia de las estructuras y satisfacer la complejidad de las características locales. El programa de exploración, así como la determinación de los ensayos de laboratorio, se han guiado por los requerimientos y condiciones específicos del sitio.

3.1 CALICATAS REALIZADAS:

Se realizaron 03 sondajes de exploración subterránea a una profundidad de 2.00 mt. Los registros de estratigrafía y propiedades del subsuelo de los sondeos, se presentan en el anexo; se incluye la descripción de los estratos de suelo, la localización de las muestras, los resultados de humedad natural, límite líquido, límite plástico, porcentaje de finos, clasificación por el Sistema de Clasificación Unificado de Suelos, parámetros mecánicos, entre otros.



96-4423859 - 943011231
Ca. José Galvez N° 120

fermatisac@gmail.com
www.fermatisac.cf

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
 APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

Autor: Sánchez Cardozo César



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

CALICATAS REALIZADAS



3.2 APLICACIÓN DEL PROGRAMA DE EXPLORACIÓN MÍNIMO

3.2.1 Excavación Manual a cielo abierto (calicatas y muestreo)

Inmediatamente después de realizada la excavación se procedió a extraer las muestras representativas por cada estrato, las cuales serán reducidas mediante el cuarteo, en una cantidad suficiente para realizar los diversos ensayos de laboratorio.

3.2.2 Muestreo y Registro de Exploraciones

Paralelamente al muestreo se realizaron los registros de exploraciones, en los que se indican las diferentes características de los estratos subyacentes, tales como tipo de suelo, espesor del estrato, color, humedad, plasticidad, consistencia y/o compactación, etc. En cada ubicación de calicatas se registró el perfil estratigráfico del suelo de fundación, clasificando visualmente los materiales mediante el procedimiento de campo establecido por el Sistema Unificado de Clasificación de suelos (S.U.C.S.). Cuando se detectó la presencia de cambios de las características de los materiales encontrados en la excavación, se tomó una muestra representativa para la evaluación e identificación correspondiente. De cada estrato de suelo identificado, se tomaron muestras representativas, las que convenientemente identificadas, fueron empaquetadas en bolsas de polietileno y trasladadas al laboratorio para efectuar ensayos de sus características físicas y mecánicas.



964423859 - 943011231
 Ca. José Galvez N° 120

fermatiac@gmail.com
 www.fermatiac.cl

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO**

Autor: Sánchez Cardozo César



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

Sobre la base de la clasificación visual de los suelos, se elaboró un perfil estratigráfico preliminar, el cual permitió determinar secciones de características similares, escogiéndose puntos representativos generales y específicos, los generales para determinar las características de los suelos predominantes y similares en las calicatas escogidas, y los específicos para determinar las características mecánicas de los suelos de fundación. Paralelamente al muestreo se realizaron los registros de exploraciones, en los que se indican las diferentes características de los estratos subyacentes, tales como tipo de suelo, espesor del estrato, color, humedad, plasticidad, consistencia y/o compacidad, etc.

3.3 ENSAYOS DE LABORATORIO:

Se realizaron los siguientes ensayos de Laboratorio

| | |
|--|-------------|
| Contenido de Humedad | NTP 339.127 |
| Análisis Granulométrico | NTP 339.128 |
| Límites de Consistencia | NTP 339.129 |
| Clasificación Unificada de Suelos (SUCS) | NTP 339.134 |
| Descripción Visual-Manual | NTP 339.150 |
| Contenido de Sales Solubles Totales en Suelos y Agua Subterránea | NTP 339.152 |

4.0 PERFILES ESTRATIGRAFICOS

4.1 RESUMEN DE ESTRATOS:

Sobre la base de los registros de calicatas, ensayos de laboratorio e información recopilada, se han elaborado los perfiles estratigráficos:

| MUESTRA | SUCS | Prof. (m) | Cont. De Humedad (%) | Porcentaje en Muestra de: | | | Límites de Consistencia | | |
|---------|------|-------------|----------------------|---------------------------|-----------|-----------|-------------------------|--------|--------|
| | | | | Grava (%) | Arena (%) | Finos (%) | LL (%) | LP (%) | IP (%) |
| C-1 M-1 | CL | 0.00 – 1.80 | 23.80 | 0.00% | 14.20% | 85.80% | 46.62% | 18.60% | 28.22% |
| C-2 M-1 | CL | 0.00 – 1.80 | 24.20 | 0.00% | 45.30% | 64.70% | 44.73% | 21.28% | 23.46% |
| C-3 M-1 | CL | 2.30 – 3.10 | 24.80 | 0.00% | 22.30% | 77.70% | 47.04% | 22.41% | 24.63% |

Cuadro resumen de los estratos encontrados con sus principales propiedades

Los estratos de apoyo para las diferentes zonas es representada por:

- Arcilla Arenosa de Baja Plasticidad (CL)



964423859 - 943011231

Ca. José Galvez N° 120

fermatiac@gmail.com

www.fermatiac.cl

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

Autor: Sánchez Cardozo César



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

4.2 NIVEL FREÁTICO:

Se encontró a la profundidad de 1.70 m

5.0 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

Se realizó el análisis de las zonas donde presentara mayor carga e importancia para el proyecto, al encontrarse muestras similares en las zonas estudiadas, se realizó el cálculo de las muestras, las cuales son características de cada zona

5.1 SUELO DE APOYO: Arcilla Arenosa de Baja Plasticidad (CL)

Este tipo de suelo se encontró, la zona de estudio donde habrá estructuras importantes y estarán apoyados en este tipo de suelo

El suelo de apoyo estudiado se desarrolla a partir de -2.00 m (promedio) desde el nivel de terreno natural, identificándose como una Arcilla Arenosa de Baja Plasticidad (CL), se encuentra en un estado de compactación blanda con estructura tipo cohesiva (Muestra tomada de C-1, C-2, C-3). Generalmente estos materiales en este estado poseen mala capacidad de carga; el diseño estructural será proyectado en base a las cargas que llegan en cada columna. Existe evidencia de Insignificante cantidad de sales solubles totales, por lo que recomendamos utilizar cemento Adicionado tipo MS o Tipo o similar en el diseño de las cimentaciones.

Principales Parámetros:

| Datos | C-1 | C-2 | C-3 |
|------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| B = | 1.00m | 1.00 m | 1.00m |
| γ = | 1.250 Ton/m ³ | 1.305 Ton/m ³ | 1.524 Ton/m ³ |
| D _r = | 1.50m | 1.50 m | 1.50 m |
| c = | 0.275 Kg/cm ² | 0.216 Kg/cm ² | 0.326 Kg/cm ² |
| N _r = | 0.44 | 0.85 | 0.43 |
| N _e = | 9.10 | 10.77 | 9.06 |
| N _q = | 2.44 | 3.29 | 2.43 |
| ϕ = | 13.40 | 17.70 | 13.30 |
| FS = | 3 | 3 | 3 |
| C. Continuo= | 0.72 Kg/cm ² | 0.75 Kg/cm ² | 0.74 Kg/cm ² |
| C. Cuadrado= | 0.88 Kg/cm ² | 0.90 Kg/cm ² | 0.92 Kg/cm ² |
| Asentamiento | 0.29cm | 0.30 cm | 0.29 cm |



964423859 - 943011231
Ca. José Galvez N° 120

fermatiasac@gmail.com
www.fermatiasac.cl

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
 APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

Autor: Sánchez Cardozo César



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

a) **Geometría de la Cimentación:** Tipo de cimentación: Superficial ($Df/B \leq 2$)

| Tipo de Cimentación | Ancho B (m) | Prof. de Desplante, Df (m)* |
|---------------------|-------------|-----------------------------|
| C. Continuo | 1.00 | 1.50 |
| C. Cuadrado | 1.00 | 1.50 |

*: Profundidad contada a partir del terreno natural

b) **Capacidades Admisibles (o de trabajo):**

FORMULA: **Cimiento Continúa:**

$$q_c = \left(\frac{2}{3}\right)C + N_c + \gamma D_f + N_q + 0.5\gamma B + N_y$$

Cimentación aislada:

$$q_c = 1.3\left(\frac{2}{3}\right)C + N_c + \gamma D_f + N_q + 0.4\gamma B + N_y$$

Donde:

- c = cohesión
 D_f = profundidad de cimentación
 B = ancho de la cimentación
 γ = Peso específico del suelo.

N_c, N_q y N_y = Factores de capacidad de carga

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1)$$

$$N_q = e^{2i\phi} \gamma \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_y = 2i\gamma \phi (N_q + 1)$$



964423859 - 943011231

Ca. José Galvez N° 120

fermatisac@gmail.com

www.fermatisac.cl

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

Autor: Sánchez Cardozo César



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

Plata de cimentación:

Aplicamos el método de MEYERHOFF para una losa o platea de (BxL), según los parámetros geotécnicos y hacemos la corrección del ángulo friccionante para falla local

$$\begin{aligned} \phi &= 10.6 \\ \phi' &= 7.1 \\ C &= 0.3 \\ Y &= 1.5 \\ Y' &= 1.0 \\ N_c &= 8.20 \\ N_q &= 2.02 \\ N_y &= 0.26 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EC &= C N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} \\ EQ &= q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} \\ E_y &= 0.5 \text{ y } B N_y F_{ys} F_{yd} F_{yi} \end{aligned}$$

$$q_u = C N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 \text{ y } B N_y F_{ys} F_{yd} F_{yi}$$

| Datos | C-1 | C-2 | C-3 |
|----------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| Plata de Cimentación | 1.61 Kg/cm ² | 1.95 Kg/cm ² | 1.64 Kg/cm ² |

d) Asentamientos Total y Diferencial, ver Anexos:

Tiene mayor importancia el asentamiento diferencial que el total, aun cuando es más difícil estimar el diferencial. Lo anterior es debido a que la magnitud del diferencial depende del suelo y la estructura.

Usualmente se establecen relaciones entre la distorsión máxima y el asentamiento diferencial máximo, luego se tiene relaciones entre el asentamiento diferencial máximo y el asentamiento máximo de una cimentación.

Para el análisis de cimentaciones tenemos los llamados asentamientos totales y asentamientos diferenciales, de los cuales los asentamientos diferenciales son los que podrían comprometer la seguridad de la estructura si sobrepasa una pulgada (1"), que es el asentamiento máximo permisible para estructuras del tipo convencional.

Las propiedades elásticas del suelo de cimentación fueron asumidas a partir de tablas publicadas con valores para el tipo de suelo existente donde ira desplantada la cimentación.



964423859 - 943011231
Ca. José Galvez N° 120

fermatisc@gmail.com
www.fermatisc.cl

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

Autor: Sánchez Cardozo César



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

Los cálculos de asentamiento se han realizado considerando cimentación rígida y flexible, se considera además que los esfuerzos transmitidos son iguales a la capacidad admisible de carga.

MÉTODO ELÁSTICO

$$S_i = \frac{q_a \cdot B(1 - u^2)If}{E_s}$$

Donde:

- S_i : Asentamiento Admisible
 u : Relación de Poisson
 E_s : Modulo de Elasticidad (ton/m²)
 If : Factor de Forma (cm/m)
 q_a : Presión de Trabajo (ton/m²)
 B : Ancho de la Cimentación (m)

| Datos | C-1 | C-2 | C-3 |
|--------------|--------|---------|---------|
| Asentamiento | 0.29cm | 0.30 cm | 0.29 cm |

| Tipo de Suelo | Es (kg/cm ²) | Relación de Poisson (μ) |
|------------------|--------------------------|-------------------------|
| Arena Suelta | 100 - 260 | 0.20 - 0.40 |
| Arena Densa Meda | 175 - 280 | 0.25 - 0.40 |
| Arena Densa | 350 - 560 | 0.30 - 0.45 |
| Arena Limosa | 50 - 200 | 0.20 - 0.40 |
| Arena y Grava | 700 - 1750 | 0.15 - 0.35 |
| Limos | 20 - 200 | 0.30 - 0.35 |
| Arilla Arenosa | 300 - 425 | 0.20 - 0.30 |
| Arilla Suave | 40 - 210 | 0.20 - 0.50 |
| Arilla Medía | 210 - 420 | |
| Arilla Firme | 420 - 580 | |

Fuente: Cimentaciones de concreto Armado en edificaciones (ACI), pág. 31.



964423859 - 943011231
Ca. José Galvez N° 120

fermatisac@gmail.com
www.fermatisac.cf

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
 APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

Autor: Sánchez Cardozo César



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

| FORMA DE LA ZAPATA | VALORES DE f_{cm} (kg/cm ²) | | | |
|--------------------|---|--------|---------|---------|
| | UBICACION | CENTRO | ESQUINA | ESQUINA |
| RECTANGULAR | LB = 4 | 163 | 77 | 130 |
| | LE = 6 | 210 | 106 | 183 |
| | LB = 10 | 264 | 127 | 225 |
| CUADRADA | | 112 | 60 | 95 |
| CIRCULAR | | 100 | 64 | 98 |

e) **Parámetros para diseño de las obras de sostenimiento:**

En la obra deberán tomarse las precauciones debidas para proteger las paredes de las excavaciones y cimentaciones de las edificaciones que limitan con el proyecto, mediante entibaciones y/o calzaduras con la finalidad de proteger a los operarios y evitar daños a terceros conforme lo indica la Norma E.050.

El punto de aplicación de la resultante debe modificarse para tomar en cuenta el efecto real del sistema suelo-muro es a $1/3H$ (Siendo H la altura del muro).

f) **Problemas Especiales de Cimentación:**

➤ **Suelos Colapsables:**

Los suelos colapsables son suelos que cambian violentamente de volumen por la acción combinada o individual de un incremento de carga o al humedecerse o saturarse.

En lugares donde se conozca o sea evidente la ocurrencia de hundimientos debido a la existencia de suelos colapsables la norma E.050 recomienda realizar un análisis basado en la determinación de la plasticidad del suelo (NTP 339.129), del ensayo para determinar el peso volumétrico (NTP 339.139) y del ensayo de humedad (NTP 339.127), con la finalidad de evaluar el potencial de colapso del suelo en función del Límite Líquido (LL) y del peso volumétrico seco. Dicha relación para el suelo de fundación se puede observar a continuación:



964423859 - 943011231
 Ca. José Galvez N° 120

fermatiac@gmail.com
 www.fermatiac.cl

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
 APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

Autor: Sánchez Cardozo César



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



Si la relación entre el Límite Líquido y la Densidad Seca está por encima de la curva, es un suelo Colapsable y viceversa; para nuestro caso el suelo es **NO COLAPSABLE**.

➤ **Ataque Químico por Suelos y Aguas Subterráneas:**

La agresión que ocasiona el suelo bajo el cual la estructura, está en función de la presencia de elementos químicos que actúan sobre el concreto y el acero de refuerzo, causándole efectos nocivos y hasta destructivos sobre las estructuras (sulfatos y cloruros principalmente). En la zona estudiada se encontró lo siguiente:

Sulfatos: 965 ppm (agresividad moderada)

| Exposición a Sulfatos | Sulfato soluble en agua presente en el suelo (% en peso) | Sulfato en el agua (ppm) | Tipo de Cemento |
|-----------------------|--|--------------------------|--|
| Insignificante | 0.00 - 0.10 | 0 - 150 | I |
| Moderada | 0.10 - 0.20 | 150 - 1,500 | II, IP(MS), IS(MS), P(MS), I(PM), (MS), I(SM)(MS) |
| Severa | 0.20 - 2.00 | 1,500 - 10,000 | V |
| Muy Severa | más de 2.00 | más de 10,000 | Tipo V más puzzolana |

Fuente: Tabla 4.4 de Norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones



964423859 - 943011231
 Ca. José Galvez N° 120

fermatisc@gmail.com
 www.fermatisc.cl

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

Autor: Sánchez Cardozo César



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

➤ **Evaluación del Potencial de Expansión:**

El problema de expansión se presenta en suelos cohesivos con bajo grado de saturación que aumentan de volumen al humedecerse o saturarse.

Según la norma E.050 corresponde a un suelo **medio grado de expansión**. La cimentación deberá apoyarse sobre suelos no expansivos o con potencial de expansión bajo, por lo que no habrá problemas de este tipo.

Tabla 10
CLASIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS

| Potencial de expansión | Expansión en consolidómetro, bajo presión vertical de 7 kPa (0.07 kgf/cm ²) | Índice de plasticidad | Porcentaje de partículas menores que dos micras |
|------------------------|---|-----------------------|---|
| % | % | % | % |
| Muy alto | > 30 | > 32 | > 37 |
| Alto | 20 – 30 | 23 – 45 | 18 – 37 |
| Medio | 10 – 20 | 12 – 34 | 12 – 27 |
| Bajo | < 10 | < 20 | < 17 |

➤ **Licueción de Suelos:**

En aplicación de la metodología establecida en la N.T. E.050 del Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.), el fenómeno denominado licueción (pérdida momentánea de la resistencia al corte del suelo), se presentan en suelos granulares finos ubicados bajo la Napa Freática y algunos suelos cohesivos.

Debido a que no se encontró este tipo de materiales en la zona, se concluye que el suelo de esta zona es **NO LICUABLE**.

g) Parámetros Sísmicos:

Para nuestro caso, se deben considerar los siguientes parámetros:

| FACTOR | VALOR | OBSERVACION |
|--------|-------|--|
| Z | 0.45 | Zona 4 |
| U | 1.50 | Edificaciones Esenciales |
| C | 2.50 | Chequear con $T_p=0.90$ y T de la estructura |
| S | 1.10 | Suelo Tipo S3 |
| R | 6.00 | Cambiar en función del sistema estructural |



964423859 - 943011231
Ca. José Galvez N° 120

fermatiac@gmail.com
www.fermatiac.cf

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
 APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

Autor: Sánchez Cardozo César



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

6.0 COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL DE SUELO

Para la determinación de los Empujes Laterales sobre estructuras enterradas, se empleará una distribución triangular de presión. El Empuje Total puede determinarse mediante la siguiente relación:

$$E_t = \frac{\gamma}{2} H^2 K$$

Dónde:

- K : Coeficiente de empuje, donde $K=K_0, K_a, K_p$.
- H : Altura de muro (m).
- γ : Peso volumétrico de masa.

Coeficiente de presión lateral en reposo K_0 :

Para un muro que está impedido de desplazarse, el cálculo del coeficiente De presión lateral K_0 diferentes autores propusieron:

| Tipo de suelo | Autor | K_0 | Comentarios |
|--|-------------------|--|---|
| Suelo de grano grueso | Jaky (1944) | $1 - \sin \phi$ | Para un suelo Normalmente consolidado |
| Arcillas Normalmente consolidadas | Brooker y Ireland | $0,95 - \sin \phi$ | |
| Arenas densas y compactas (Sherif y otros) | | $K_0 = (1 - \sin \phi) + \left(\frac{\gamma'_{(máx)}}{\gamma'_{(mín)}} - 1 \right) * 5,5$ | $\gamma'_{(máx)}$: Peso Esp. Arena insitu. $\gamma'_{(mín)}$: Peso Esp. Seco mínimo. |

Coeficiente de presión lateral activo K_A :

Para que se dé la condición de empuje activo, el muro debe desplazarse ligeramente hacia afuera y formar una cuña activa. El coeficiente de Presión activa de Rankine se estima mediante la siguiente expresión:

$$K_a = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right), \text{ para una superficie horizontal.}$$

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}, \text{ para terraplen inclinado.}$$



EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
 APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

Autor: Sánchez Cardozo César



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

Coefficiente de presión lateral pasivo KP:

El coeficiente correspondiente a la presión pasiva dada por Rankine es:

$$K_p = \frac{\sigma'_x}{\sigma'_z} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right), \text{ para una superficie horizontal.}$$

$$K_p = \cos \alpha \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}, \text{ para terraplen inclinado.}$$

Los datos para los coeficientes de presión se presentan a continuación.

De acuerdo a los cálculos obtenidos, se tiene los siguientes parámetros de coeficientes laterales para los muros y/o calzaduras en contacto con el suelo natural.

| | Coef. de empuje de tierras | | |
|----|----------------------------|------|------|
| | C-1 | C-2 | C-3 |
| ka | 0.67 | 0.68 | 0.67 |
| Kp | 1.50 | 1.48 | 1.49 |
| ko | 0.80 | 0.81 | 0.80 |

COEFICIENTE DE BALASTO

Para el coeficiente de balasto vertical, podemos aplicar el criterio de Terzaghi y Peck (1955) en función de la base de la cimentación. Esta mera de calcularlo aparece en el Código técnico de la edificación en el documento básico de Cimientos (2006). Según el código técnico de la edificación en su documento básico de cimentaciones para un suelo denominado como limo el valor del coeficiente de balasto K30 esta entre 15 y 45 MN/m3.

| Tipo de suelo | K ₃₀ (MN/m ³) |
|------------------------|--------------------------------------|
| Arcilla blanda | 15 - 30 |
| Arcilla media | 30 - 60 |
| Arcilla dura | 60 - 200 |
| Limo | 15 - 45 |
| Arena floja | 10 - 30 |
| Arena media | 30 - 80 |
| Arena compacta | 90 - 200 |
| Grava arenosa floja | 70 - 120 |
| Grava arenosa compacta | 120 - 300 |
| Margas arcillosas | 200 - 400 |
| Rocas algo alteradas | 300 - 5 000 |
| Rocas sanas | > 5 000 |



964423859 - 943011231

Ca. José Galvez N° 120

fermatisc@gmail.com

www.fermatisc.cl

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
 APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

Autor: Sánchez Cardozo César



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

Se decide tomar valor representativo para el coeficiente K30 el valor de 35,5 MN/m3. Para el caso de una arcilla este valor se obtiene como un suelo cohesivo de manera que la formula queda representado en la siguiente expresión

$$K_{30} = K_{30c} \frac{B^2}{L}$$

| | | Coeficiente de balasto vertical en zapatas | | | | | | | |
|-------------|---------|--|-------|------|------|------|------|------|------|
| Valor K30 | 35500 | B(m) | | | | | | | |
| K30 | (KN/m3) | 0.50 | 1.00 | 1.50 | 2.00 | 2.50 | 3.00 | 3.50 | 4.00 |
| Cuadrada | | 21106 | 10556 | 7100 | 5325 | 4063 | 3559 | 3043 | 2663 |
| Rectangular | | 14200 | 7100 | 4733 | 3559 | 2843 | 2367 | 2029 | 1775 |

Para fijas rectangulares

$$K^* = \frac{2}{3} \cdot K_{30} \left(1 + \frac{B}{2L} \right)$$

Coeficiente de balasto vertical

Plataas de cimentación

| | |
|-------------------------|---------|
| Valor K30 | 35500 |
| K30 | (KN/m3) |
| Ancho cimentación B (m) | 9.75 |
| Largo cimentación (m) | 8.15 |
| Ks(N/m3) | 37445 |



964423859 - 943011231
 Ca. José Galvez N° 120

fermatisac@gmail.com
 www.fermatisac.cf

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

Autor: Sánchez Cardozo César



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

7.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

7.1 Conclusiones:

- ✓ El área en estudio se encuentra ubicado en el Distrito de José Leonardo Ortiz, Provincia de Chiclayo, Región Lambayeque en la ZONA DE SIMICIDAD 4 del territorio nacional – zona sísmica alta – por lo que se deberá tener presente la posibilidad de ocurrencia de sismo de considerable magnitud con INTENSIDADES TAN ALTAS COMO VII A IX en la ESCALA MODIFICADA DE MERCALLI
- ✓ De acuerdo con la estratigráfica de la zona en estudio; propiedades mecánicas, espesor del estrato, periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte; el suelo subyacente está definido por la siguiente clasificación de acuerdo con el DECRETO SUPREMO N° 003-2016 – VIVIENDA que modifica las NORMAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE E.030.
- ✓ El terreno estudiado arroja los siguientes valores para ser considerados en los planos de proyecto:
 - SUELO DE APOYO: CL (Arcilla Arenosa de Baja Plasticidad).
 - Desarrollo: A partir de -2.00 m (promedio) desde el nivel de terreno natural (NTN).
 - Posición de la napa freática: se encontró la profundidad de 1.70m
 - Material para ser usado como relleno compactado: Mala.
- ✓ Tipo de Cimentación recomendada: Superficial (Cimiento Corridos, Cuadrado o Platea de cimentación).

| Datos | C-1 | C-2 | C-3 |
|-----------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| C. Continuo= | 0.72 Kg/cm ² | 0.75 Kg/cm ² | 0.74 Kg/cm ² |
| Platea de Cimentación | 1.61 Kg/cm ² | 1.96 Kg/cm ² | 1.64 Kg/cm ² |
| C. Cuadrado= | 0.88 Kg/cm ² | 0.90 Kg/cm ² | 0.92 Kg/cm ² |

*Corridos a partir del nivel del NTN.

- ✓ Distorsión Angular: 0.0049
- ✓ Agresividad de los suelos al cemento: agresividad Insignificante.
- ✓ Módulo de balasto para Cimentación cuadrada de 1.00 m: 10650
- ✓ Módulo de balasto para Cimentación Aislada de 1.50 m: 7100
- ✓ Módulo de balasto para Platea de Cimentación de (BxL) (9.75x8.15) =37445
- ✓ Parámetros Sísmicos:



964423859 - 943011231
Ca. José Galvez N° 120

fermatiac@gmail.com
www.fermatiac.cl

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
 APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

Autor: Sánchez Cardozo César



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

| FACTOR | VALOR | OBSERVACION |
|--------|-------|--|
| Z | 0.45 | Zona 4 |
| U | 1.50 | Edificaciones Esenciales |
| C | 2.50 | Chequear con $T_p=0.90$ y T de la estructura |
| S | 1.10 | Suelo Tipo S3 |
| R | 6.00 | Cambiar en función del sistema estructural |

7.2 Recomendaciones:

- ✓ Previo a la ejecución de los trabajos se deberá acondicionar el terreno, eliminando cualquier material inapropiado como suelos orgánicos (o capa vegetal), suelos muy plásticos, (como los encontrados), maleza o similares.
- ✓ Se debe desarrollar un plan de trabajo de manera que el tiempo transcurrido entre las operaciones de excavación y las de vaciado y sellado de los cimientos, sea el menor posible con el fin de reducir al máximo la exposición del suelo de fundación a fenómenos ambientales que puedan alterar su comportamiento.
- ✓ El área de Cimentación para la Edificación, presenta zonas de Arcilla Arenosa de Baja Plasticidad (CL), debiéndose considerarse cada tipo de suelo de acuerdo a la zona donde se ubique la cimentación
- ✓ Se observa que el suelo de fundación se encuentra con una MODERADA presencia de sales solubles totales, por lo que se recomienda usar CEMENTO TIPO MS para que se evite problemas de ataque de sales y sulfatos.
- ✓ El presente estudio solo es válido para la zona donde se construirá el proyecto.
- ✓ Para la cimentación se podrá optarse por una cimentación superficial, compuesta por cimiento de concreto, Vigas de Cimentación, o Platea de Cimentación ello dependerá de lo que con buen criterio lo decida el proyectista a las profundidades y capacidades de carga admisibles señalados en el presente estudio.
- ✓ Tomando en cuenta los valores encontrados y estando siempre del lado de la seguridad tanto para soportar las cargas actuantes como para no superar el asentamiento indicado, se asume como capacidad portante del suelo en condición de trabajo el menor valor hallado para una cimentación Continua, es decir. La capacidad admisible del suelo de cimentación bajo las consideraciones planteadas es de: $q_{adm} = 0.72 \text{ Kg/cm}^2$ a la profundidad de 1.50m.
- ✓ El descenso de la NAPA FREÁTICA que permitirá ejecutar la excavación y la construcción del SISTEMA DE CIMENTACION SUPERFICIAL del tipo PLATEA DE CIMENTACION o Cimentación aisladas a continuas con vigas de cimentación se recomienda ejecutara mediante el METODO DE VACIO O WELLPOINT o mediante la construcción de POZOS DRENANTES que permitan deprimir la napa freática sin socavar.



964423859 - 943011231

Ca. José Galvez N° 120

fermatisac@gmail.com

www.fermatisac.cl

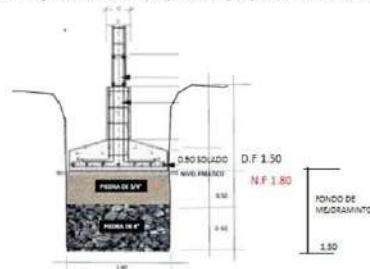
EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

Autor: Sánchez Cardozo César



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

- ✓ Para la cimentación de las cimentaciones, cimentación combinada, cimentaciones continuas, etc. se recomienda elaborar un filtro compuesta en la siguiente manera
 - El filtro estará compuesto por un material tipo over tamaño máximo (4"), de 0.50 m de espesor.
 - Segunda capa, con piedra de tamaño máximo de 3/4", las cuales deberán ser compactas una capa capas de 0.50 m como máximo con equipo de compactación, de tal manera que se logre un buen acomodo de este material y no genere asentamiento posterior.
 - La zarza estará cubierta con material geotextil el cual envolverá al filtro, con la finalidad de evitar que los espacios intersticiales se llenen de material fino y deje de actuar el filtro que se está colocando.
 - También se hará empleo de solados (Concreto $f'c = 100\text{kg/cm}^2$ y de espesor = 0.50 m) por debajo de los cimientos a fin de regularizar el área de apoyo para los cimientos proyectados
 - Esta profundidad se ha calculado a fin evitar asentamientos diferenciales en el terreno y a su vez evitar sub presiones por presencia del nivel freático variable.



- ✓ Para la elaboración de platea de cimentación se recomienda elaborar un filtro compuesta en la siguiente manera
 - El filtro estará compuesto por un material tipo over tamaño máximo (4"), de 0.50 m de espesor.
 - Segunda capa, con piedra de tamaño máximo de 3/4", las cuales deberán ser compactas una capa capas de 0.20 m como máximo con equipo de compactación, de tal manera que se logre un buen acomodo de este material y no genere asentamiento posterior.



964423859 - 943011231
Ca. José Galvez N° 120

fermatisac@gmail.com
www.fermatisac.cf

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

Autor: Sánchez Cardozo César



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

- Por una tercera capa de 50 cm variable, (esto se deja a criterio del estructurista) material de hormigón, compactando a cada 20 cm, esto con la finalidad de llenar los espacios vacíos de las gravas
- El área estará cubierta con material geotextil el cual envolverá al filtro, con la finalidad de evitar que los espacios intersticiales se llenen de material fino y deje de actuar el filtro que se está colocando.
- También se hará empleo de solados (Concreto $f'c = 100\text{kg/cm}^2$ y de espesor = 0.50 m) por debajo de las cimentaciones a fin de regularizar el área de apoyo para los cimientos proyectados
- Esta profundidad se ha calculado a fin evitar asentamientos diferenciales en el terreno y a su vez evitar sub presiones por presencia del nivel freático variable.
- ✓ Se recomienda que los Rellenos Controlados para nivelar el terreno de requerir, se construyan con materiales granulares del tipo A-1-a, A-1-b, que cumplan con las siguientes exigencias de ensayos: Límite Líquido 30%, Índice de Plasticidad 6%, Equivalente de Arena $\geq 20\%$, CBR al 100% de su MDS a 0.1" de penetración $\geq 40\%$; así mismo se exige que el grado de compactación de los relleno controlados se efectúe convenientemente a una densidad $\geq 98\%$ de la máxima densidad seca obtenida mediante el ensayo Proctor Modificado realizado sobre el material de relleno elegido.
- ✓ Los Rellenos Controlados por encima del nivel de fondo de la cimentación pueden ser realizados antes o después de construídos los sobre cimientos, en el caso de efectuar el Relleno Controlado antes de construir los sobre cimientos, se deberá recompactar la zona cercana a la cimentación con la finalidad de confinarlos adecuadamente.

BIBLIOGRAFÍA

- Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.).
- Mecánica de Suelos y Cimentación, Crespo Villalaz.
- Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Das Braja.
- Propiedades Geofísicas de los suelos, Joseph Bowles.
- Norma Técnica de Edificación E-050, Suelos y Cimentaciones.
- Norma Técnica de Edificación E-060, Concreto Armado.



964423859 - 943011231
Ca. José Galvez N° 120

fermatisc@gmail.com
www.fermatisac.cf

Anexo N° 03: Ensayo de esclerometría y diamantina



LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO & MATERIALES, ARQUITECTURA,
INGENIERÍA, TOPOGRAFÍA Y SERVICIOS GENERALES

CERTIFICADO DE ENSAYO:**RESISTENCIA A LA COMPRESION DE CORAZONES DIAMANTINOS**

| | | | |
|---------------|---|-----------------------|------------------|
| PROYECTO: | "EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSE LEONARDO ORTIZ APLICANDO EL ANALISIS SISMICO NO LINEAL , CHICLAYO" | | |
| UBICACIÓN: | PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSE LEONARDO ORTIZ | | |
| SOLICITANTE: | CESAR AUGUSTO SANCHEZ CARDOZO | ENSAYADO POR: | JMLLJ |
| ESTRUCTURA | - | NORMATIVA: | NIP 339.059 |
| FECHA ENSAYO: | miércoles, 24 de mayo de 2023 | CODIGO DE EXPEDIENTE: | 0054-2023/GLEIRL |



| Núcleo N° | DESCRIPCION | Altura (cm) | Diámet. (cm) | Relación (L/D) | Carga (Kg) | f _c (kg/cm ²) | Factor de Corrección | f _c corregido (kg/cm ²) |
|--------------|------------------|----------------|-----------------|-------------------|---------------|---|-------------------------|--|
| D-1 | COLUMNA BLOQUE A | 11.50 | 7.50 | 1.53 | 5090 | 115 | 0.96 | 111 |
| D-2 | COLUMNA BLOQUE B | 7.50 | 7.50 | 1.00 | 2650 | 60 | 0.87 | 52 |
| D-3 | VIGA BLOQUE B | 15.00 | 7.50 | 2.00 | 4820 | 109 | 1.00 | 109 |
| D-4 | COLUMNA BLOQUE D | 11.50 | 7.50 | 1.53 | 5280 | 120 | 0.96 | 115 |
| D-5 | COLUMNA BLOQUE D | 11.50 | 7.50 | 1.53 | 5170 | 117 | 0.96 | 112 |
| D-6 | VIGA BLOQUE B | 15.00 | 7.50 | 2.00 | 5670 | 128 | 1.00 | 128 |
| D-7 | COLUMNA BLOQUE C | 7.50 | 7.50 | 1.00 | 4380 | 99 | 0.87 | 86 |

NOTAS:

- Muestras ensayadas en la condición de humedad Natural
- Los núcleos tenían un diámetro promedio de 7.5 cm (D)
- Las Muestras se Extrajeron el día 22/02/2022

REGISTRO INDECOPI N° 00130268

GRUPO LLIFI E.I.R.L.

| TECNICO | ESPECIALISTA |
|---|--|
| Nombre y firma:  JÓRGE M. LLICÁN JACINTO LABORATORISTA | Nombre y firma:  ROBERTO ENRIQUE CHAMBERGO MONTEJO INGENIERO CIVIL Reg. CIP N° 161037 |

GRUPO LLIFI E.I.R.L.
DIRECCIÓN: San Martín N° 800
Distrito de San José - Lambayeque

RUC: 20609763125
CELULAR: 918835658
CORREO: grupollif@gmail.com



LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO & MATERIALES, ARQUITECTURA,
INGENIERÍA, TOPOGRAFÍA Y SERVICIOS GENERALES



CERTIFICADO DE ENSAYO:

Método de ensayo para determinar el número de rebote del hormigón (concreto) endurecido (esclerómetro)

| | | | |
|------------------|---|-----------------------|-------------------|
| PROYECTO: | EVALUACION DEL DESEMPEÑO FISICO DEL PAVIMENTO RIGIDO DEL DISTRITO DE JOSE LEONARDO ORTE APLICANDO EL ANALISIS SIMILAR HOLNREAL - CHICLAYO | | |
| UBICACION: | PALACIO VUCO PALER DEL DISTRITO DE JOSE LEONARDO ORTE | | |
| SOLICITANTE: | CESAR AUGUSTO SANCHEZ CAJALDO | ENSAYADO POR: | JN.LLIPI |
| ESTRUCTURA: | UGAS Y COLINDAR | NORMATIVA: | IT79300181 |
| FECHA DE ENSAYO: | hass: 21 de agosto de 2023 | CODIGO DE EXPEDIENTE: | 064-2023-00118181 |

| N° | DESCRIPCION | Fecha de ensayo | F'c (Kg/cm²) | Orientación del Muestra | Lectura del Esclerómetro | | | | | | | | | | Resistencia corregida F'c (Kg/cm²) | |
|------|--------------------|-----------------|--------------|-------------------------|--------------------------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|------------------------------------|----------|
| | | | | | Número de rebote | | | | | | | | | | | |
| | | | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | | Promedio |
| D-01 | CONCRETO REQUETE A | 21/08/2023 | 31.0 | E | 30 | 15 | 30 | 10 | 31 | 45 | 15 | 15 | 30 | 15 | 55 | 147 |
| D-02 | CONCRETO REQUETE B | 22/08/2023 | 21.0 | E | 15 | 16 | 20 | 12 | 11 | 15 | 40 | 13 | 13 | 12 | 16 | 61 |
| D-03 | UGA REQUETE B | 21/08/2023 | 31.0 | E | 23 | 21 | 34 | 12 | 21 | 23 | 32 | 28 | 32 | 26 | 24 | 134 |
| D-04 | CONCRETO REQUETE D | 22/08/2023 | 21.0 | E | 24 | 26 | 14 | 1 | 25 | 40 | 40 | 20 | 10 | 23 | 149 | |
| D-05 | CONCRETO REQUETE D | 21/08/2023 | 31.0 | E | 18 | 24 | 23 | 14 | 11 | 24 | 26 | 23 | 30 | 20 | 54 | 135 |
| D-06 | UGA REQUETE B | 21/08/2023 | 21.0 | E | 30 | 21 | 24 | 10 | 32 | 30 | 30 | 26 | 30 | 20 | 129 | |
| D-07 | CONCRETO REQUETE C | 22/08/2023 | 21.0 | E | 15 | 16 | 14 | 12 | 21 | 24 | 14 | 22 | 16 | 24 | 19 | 76 |

NOTAS:
 *Muestra ensayada en la condición de humedad húmeda.
 El caso de sacos con 45 grados de humedad y agua.
 REGISTRO INDECOPI N° 90139048

| GRUPO LLIPI E.I.R.L | |
|--|--|
| TECNICO Nombre y firma:  JORGE M. LLICAN JACINTO LABORATORISTA | ESPECIALISTA Nombre y firma:  ROBERTO ENRIQUE CHAMBERGO MONTEJANO INGENIERO CIVIL Reg. CIP N° 161037 |

GRUPO LLIPI E.I.R.L
 DIRECCIÓN: San Martín N° 800
 Distrito de San José - Lambayeque

RUC: 20609763125
 CELULAR: 918835658
 CORREO: grupollipi@gmail.com

Anexo N° 04: Escaneo del acero de refuerzo

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

SANCHEZ CARDOZO CESAR

ENSAYO DE ESCANEO DEL ACERO DE REFUERZO

I. EQUIPO UTILIZADO:

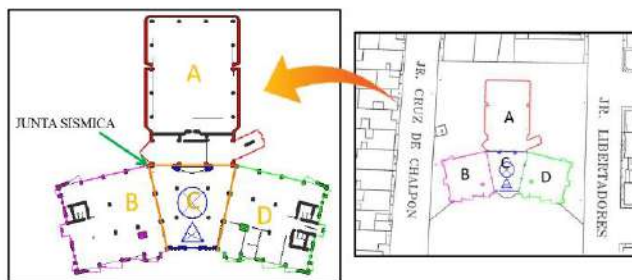
Se empleó un Escáner de marca Proceq D-tek – 150 SV



II. CONSIDERACIONES PREVIAS:

1. La edificación está dividida por medio de juntas sísmicas en cuatro bloques estructurales, para la realización del ensayo se le asignaron a cada bloque una letra (A, B, C, D) tal como lo muestra la siguiente ilustración:

Bloques estructurales del palacio municipal Fuente: Propia



2. Leyenda para la identificación de los elementos estructurales.

a) Para Columnas:

- Cr: columna de sección rectangular.
- Cc: columna de sección circular.

b) Para Vigas:

- Vp: Viga paralela a los ejes longitudinales
- Vs: Viga paralela a los ejes transversales
- Va: Viga anillo

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO
ORTIZ APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

SANCHEZ CARDOZO CESAR

III. REALIZACIÓN DEL ENSAYO:

1. Escaneo del acero de refuerzo de la columna: Cr-E2-Bloque C-1º nivel, a) Acero longitudinal, b) Acero transversal.



2. Escaneo del acero de refuerzo de la columna: Cr-C2-Bloque B-1º nivel, a) Acero longitudinal, b) Acero transversal



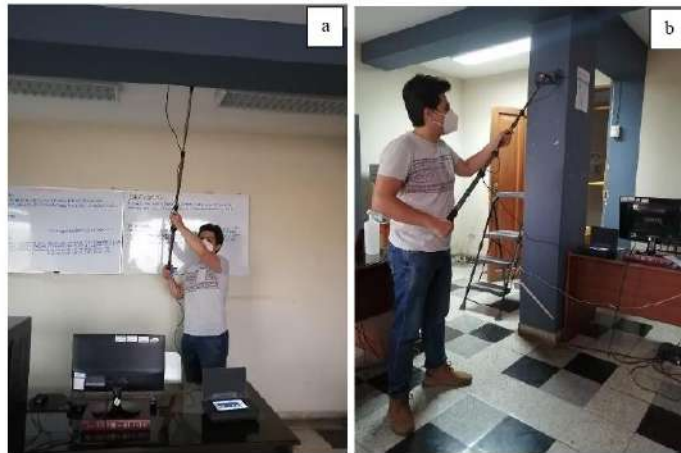
EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO
ORTIZ APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

SANCHEZ CARDOZO CESAR

3. Escaneo del acero de refuerzo del tramo de viga en forma de anillo: Va-G.23-Bloque C-2º Nivel.



4. Escaneo del acero de refuerzo longitudinal de la viga: Vs-2.CD-Bloque B-2º Nivel (a)
y Escaneo del acero de refuerzo transversal de la columna: Cr-C2-Bloque B-2º nivel.
(b).



EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

SANCHEZ CARDOZO CESAR

IV. RESULTADOS:

1. Acero de refuerzo longitudinal de las Columnas rectangulares 30x40 cm



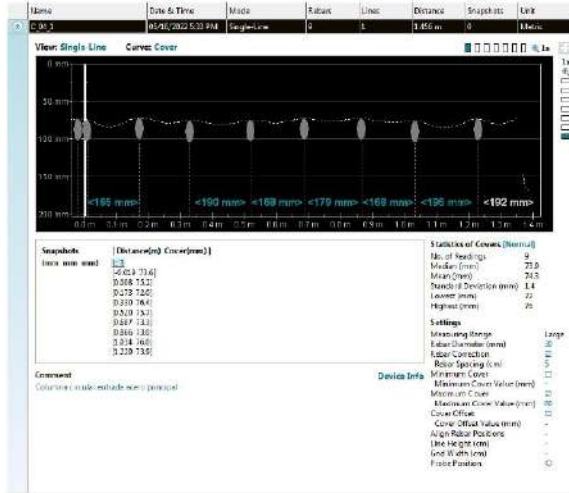
2. Acero de refuerzo transversal de las Columnas rectangulares 30x40 cm



EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

SANCHEZ CARDOZO CESAR

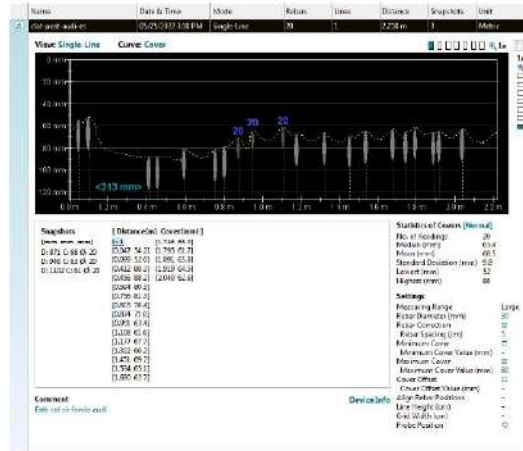
3. Acero de refuerzo longitudinal de las Columnas circulares de R=40 cm



EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

SANCHEZ CARDOZO CESAR

4. Acero de refuerzo transversal de las Columnas circulares de R=40 cm



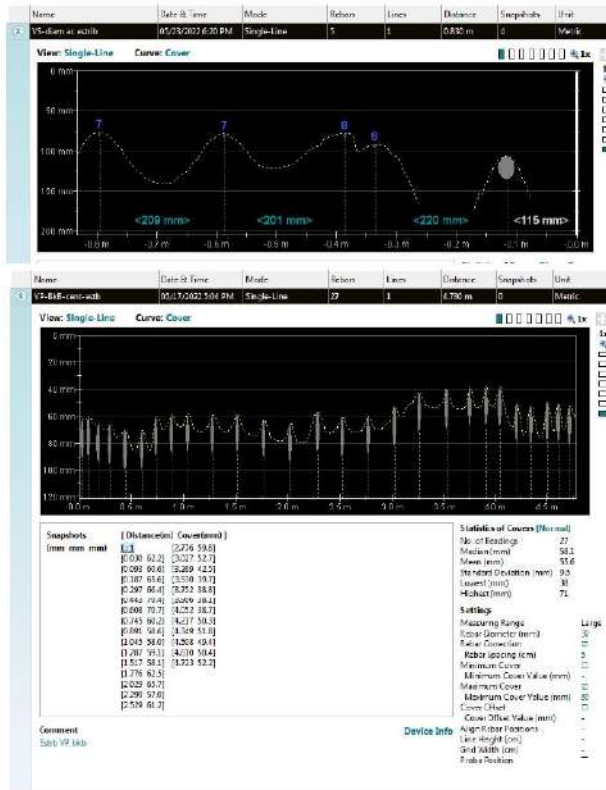
5. Acero de refuerzo longitudinal de las Vigas



EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO

SANCHEZ CARDOZO CESAR

6. Acero de refuerzo transversal de las Vigas



Anexo N° 05: Documentación

1. Declaración jurada

DECLARACIÓN JURADA

Yo, **SÁNCHEZ CARDOZO CÉSAR AUGUSTO**, de nacionalidad peruana; con documento nacional de identidad N° 949929515, domiciliado en la provincia de Chiclayo, distrito de Pimentel, Urb. Fermin Avila Moron Mz. M Lt. 20, estudiante de Ingeniería Civil Ambiental de la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, del curso de Proyecto de Tesis-Ciclo académico 2021-II DECLARO BAJO JURAMENTO que:

Verifiqué la no duplicidad del proyecto de tesis titulado: **EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO**, de verificarse que si existe el tema antes mencionado me pongo a plena disposición para las sanciones emitidas por la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo según corresponda.

La verificación de la no duplicidad se realizó en la medida que se pudo por la coyuntura nacional debido al Covid19.

Chiclayo, 2 de noviembre de 2021


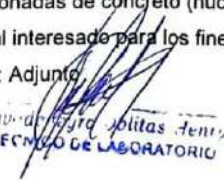



(firma)




Huella
Dactilar

2. Declaración jurada

| | |
|--|---|
| <p>UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL AMBIENTAL LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES, SUELOS Y PAVIENTOS</p> |  USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo |
| | INFORME N° LEM USAT 031-2023-II FECHA: 28 de octubre 2023 |
| <h3>VALIDACIÓN DE ENSAYOS DE LABORATORIO</h3> | |
| <p>ESTUDIANTE: SANCHEZ CARDOZO CESAR AUGUSTO TITULO DE LA TESIS: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO</p> | |
| <p>El que suscribe, responsable del laboratorio de Ingeniería Civil Ambiental, verifica y da conformidad que los siguientes ensayos de laboratorio realizados por el indicado estudiante se han efectuado en las instalaciones de la USAT, asimismo valida los ensayos realizados fuera de nuestras instalaciones siempre que no se puedan realizar en esta universidad:</p> | |
| <p>Ensayos realizados en las instalaciones de la universidad:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Ensayo de escaneo de acero de refuerzo de elementos estructurales | |
| <p>Ensayos realizados fuera de las instalaciones de la universidad:</p> <p><u>LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES FERMATI S.A.C</u></p> | |
| <p>Propiedades físicas y mecánicas del suelo:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Contenido de humedad • Análisis granulométrico • Límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad • Clasificación Unitaria de suelos (SUCS) • Contenido de sales solubles totales en suelos y agua subterránea • Resistencia al corte • Capacidad portante | |
| <p><u>LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y MATERIALES, ARQUITECTURA, INGENIERIA, TOPOGRAFIA Y SERVICIOS GENERALES GRUPO LLIFI E.I.R.L</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Método de ensayo para determinar el número de rebote del concreto endurecido (esclerometría). • Método para la obtención y ensayo de corazones diamantinos, y vigas seccionadas de concreto (núcleos de diamantina) | |
| <p>Se alcanza al interesado para los fines pertinentes.</p> | |
| <p>Observación: Adjunto</p> <p style="text-align: center;">  <i>Henry Rivadeneira Obllitas</i> TÉCNICO DE LABORATORIO </p> | <p>Henry Rivadeneira Obllitas Responsable de Lab Ing. Civil Ambiental</p> <p style="text-align: center;">  USAT LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES, SUELOS Y PAVIENTOS TÉCNICO DE LABORATORIO </p> |

3. Solicitud de autorización para el acceso a información y permiso para la realización de ensayos



USAT
Universidad Católica
Santo Toribio de Mogrovejo

Municipalidad Distrital
UNIDAD TRAMITE DO...

04 NOV. 2021

REG. N° 10.130 FOLIO 02

CURA 130

SEDE: PALACIO DEL PALACIO MUNICIPAL JOSÉ LEONARDO ORTIZ

"AÑO DEL BICENTENARIO DEL PERÚ: 200 AÑOS DE INDEPENDENCIA"

Chiclayo, 4 de Noviembre de 2021

Sr. Wilder Guevara Diaz
ALCALDE LA MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ

De mi especial consideración:


Es grato dirigirme a usted para expresarle mis saludos cordiales y desearle éxitos en su gestión presente como alcalde de la Municipalidad Distrital de José Leonardo Ortiz.

Asimismo, que en calidad de estudiante **César Augusto Sánchez Cardozo** identificado con DNI N.º 73627568 y código universitario 181CV79432 de la carrera profesional de **Ingeniería Civil Ambiental** de la "Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo", he decidido desarrollar como proyecto de tesis denominado "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL, CHICLAYO"

Por este motivo, solicito a usted una **AUTORIZACIÓN** respectiva para otorgar las facilidades, permisos y apoyo pertinentes en acceder a la información necesaria y posibles ensayos (ensayo de mecánica de suelos, ensayo de esclerometría o extracción diamantina), necesarios para la continuidad del presente trabajo de investigación; tomando en cuenta las medidas de seguridad y aislamiento social decretado por el gobierno, frente a la propagación del COVID 19.

Sin otro particular por el momento y agradeciendo la atención prestada a la presente, me despido de usted expresando mi especial consideración y estima.

Atentamente,



César Augusto Sánchez Cardozo
DNI N° 73627568

Cel: 949929515 / Correo: cessarasc2001@gmail.com

MUNICIPALIDAD DISTRITAL
JOSÉ LEONARDO ORTIZ
G. G. R. H.

REC. F. G. S. E. FOLIOS. 02

RECIBIDO: H

FEC. **08 NOV. 2021** HOR. 4:00 PM



"Municipalidad Distrital de José Leonardo Ortiz"

SUB GERENCIA DE OBRAS PÚBLICAS MDJLO

"Año del Bicentenario del Perú: 200 años de Independencia"

José Leonardo Ortiz, 08 de abril de 2022

CARTA N°44-2022-MDJLO/SGOP/HNS

SEÑOR (a)
CESAR AUGUSTO SANCHEZ CARDOZO
 ESTUDIANTE DE LA CARRERA INGENIERIA CIVIL AMBIENTAL

Presente. -

ASUNTO: **SE LE AUTORIZA PERMISO PARA SUS ENSAYOS EN PALACIO MUNICIPAL**


REF. : a) INFORME N° 044-2022-MDJLO/SGOP/JAVM (07.04.2022)
 b) EXPEDIENTE N° 2691-2022-MDJLO/UTD (06.04.2022)
 c) PROYECTO DE TESIS DENOMINADO: "EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSE DEL DISTRITO DE JOSE LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE"

De mi especial consideración:

Tengo a bien dirigirme a usted, para saludarlo muy cordialmente, y a la vez informarle que en atención al documento de referencia "b", en base al informe emitido por el ing. Jorge A. Vera Manay de referencia "a", **SE LE AUTORIZA PERMISO PARA SUS ENSAYOS EN PALACIO MUNICIPAL** para el proyecto de tesis de referencia "c".

Sin otro particular me despido de Usted.

Atentamente,


 Ing. Heber Vivero Sánchez
 Sub Gerente de Obras Públicas

Adjunto:
 INFORME N° 044-2022-MDJLO/SGOP/JAVM

C.c.
 Archivo

5. Autorización para realizar el ensayo de diamantina



MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
GERENCIA DE INFRAESTRUCTURA Y DESARROLLO URBANO
"AÑO DE LA UNIDAD, PAZ Y DESARROLLO"

José Leonardo Ortiz, 19 de mayo del 2023

CARTA N° 326-2023-MDJLO/GIDU

Señor:
Cesar Augusto Sanchez Cardoso
 Estudiante de la carrera profesional de Ingeniería Civil Ambiental
 Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo

Presente.-

ASUNTO : AUTORIZACIÓN PARA REALIZAR PROYECTO DE TESIS

REFERENCIA : a) CARTA 599-2023-MDJLO/GGRH

De mi especial consideración:

Es grato dirigirme a ustedes, para expresarle mi cordial saludo, la presente tiene como finalidad comunicar que, ha sido aceptada la AUTORIZACIÓN para la realización de proyecto de tesis "EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO JOSE LEONARDO ORTIZ APLICANDO EL ANALISIS SISMICO NO LINEAL" al alumno de la carrera profesional de Ingeniería Civil Ambiental, Sr. Cesar Augusto Sánchez Cardoso. Además, se solicita adjuntar:

- ✓ La metodología de resane de las pruebas y el material utilizado,
- ✓ Una copia de planos, con cálculos de los resultados de la capacidad de la estructural.

ANEXO:

- ✓ Se adjuntó el **Plan de trabajo** para la realización de ensayo de diamantina en el palacio municipal de José Leonardo Ortiz

Además, se le indica acercarse personalmente a la Gerencia de Infraestructura y Desarrollo Urbano a fin de recoger en físico la presente de 8:00 am a 2:00 pm. (De lunes a viernes).

Se deja constancia, que a través de la presente su representada se encuentra formalmente notificada.

Sin más que decir de momento, agradezco de antemano la atención brindada al presente.


Atentamente.

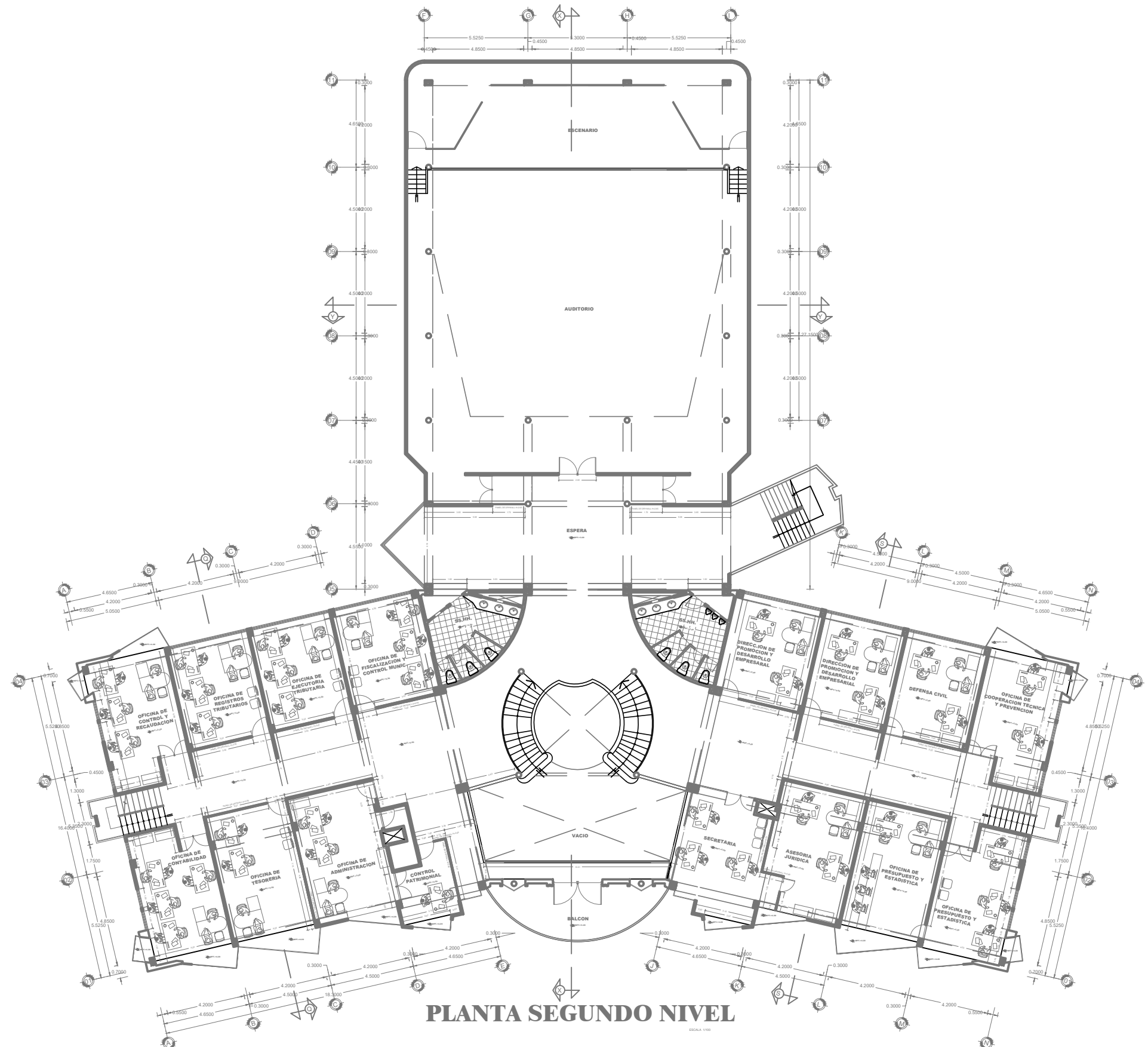

 MUNICIPALIDAD DISTRITAL JOSÉ LEONARDO ORTIZ
 GERENCIA DE INFRAESTRUCTURA Y DESARROLLO URBANO
 Ing. Joel Rodríguez Hereira
 GERENTE

Anexo N° 06: Planos de arquitectura




PLANTA PRIMER NIVEL

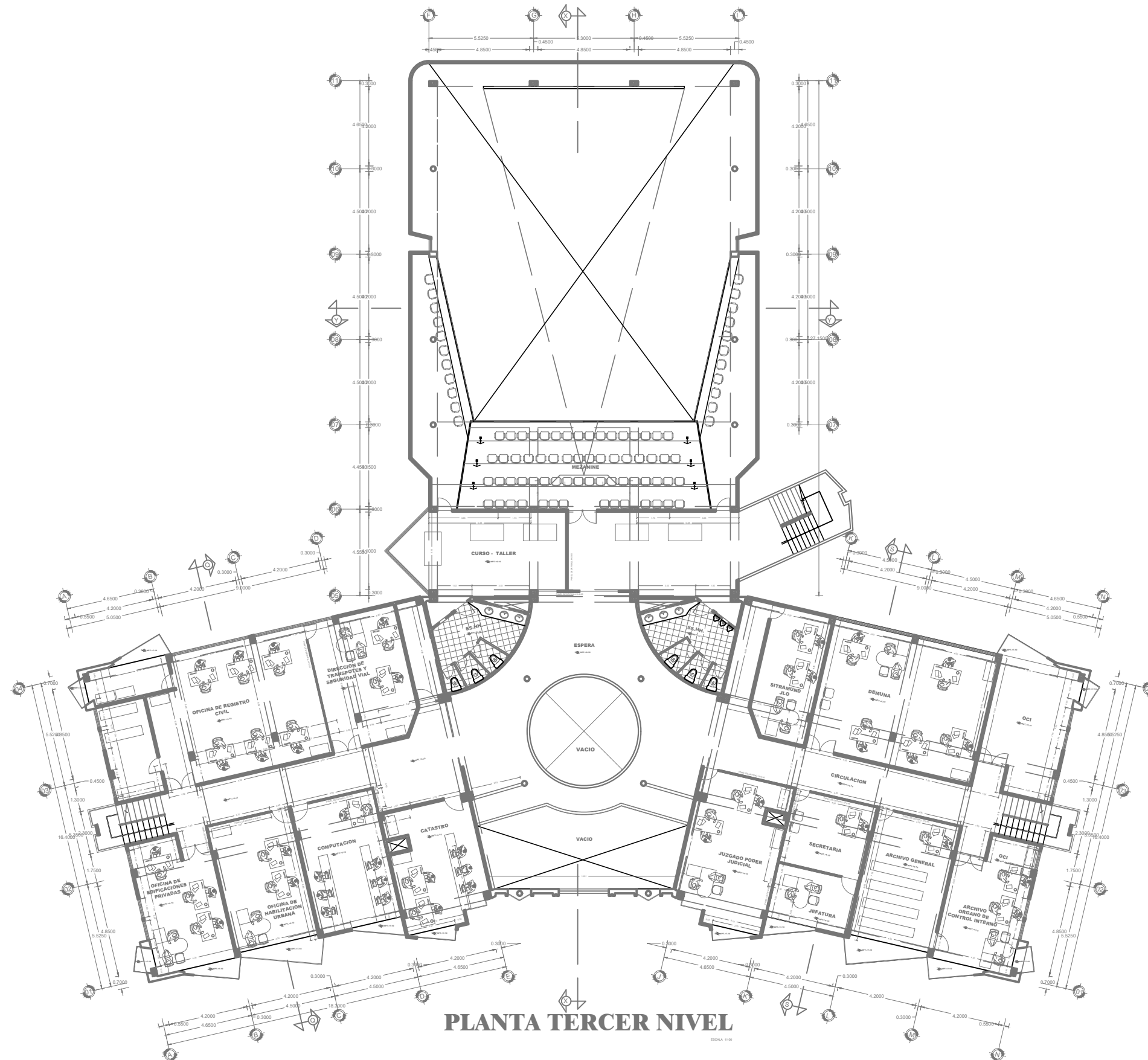
| | |
|---|---|
|  UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL | |
| PROYECTO: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSE LEONARDO ORTIZ APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL" | |
| PLANO: DISTRIBUCION PRIMER NIVEL | |
| UBICACIÓN: DISTRITO : JOSE L. ORTIZ. PROV. : CHICLAYO, REGION. LAMBAYEQUE | LÁMINA: A-1 |
| ESCALA: INDICADA | RESPONSABLE: INGENIERO CIVIL NOVIEMBRE-2021 |
| ASISTENTE: INGENIERO CIVIL PROYECTO DE TRABAJO | CAL.: |



PLANTA SEGUNDO NIVEL


ESCALA 1:100

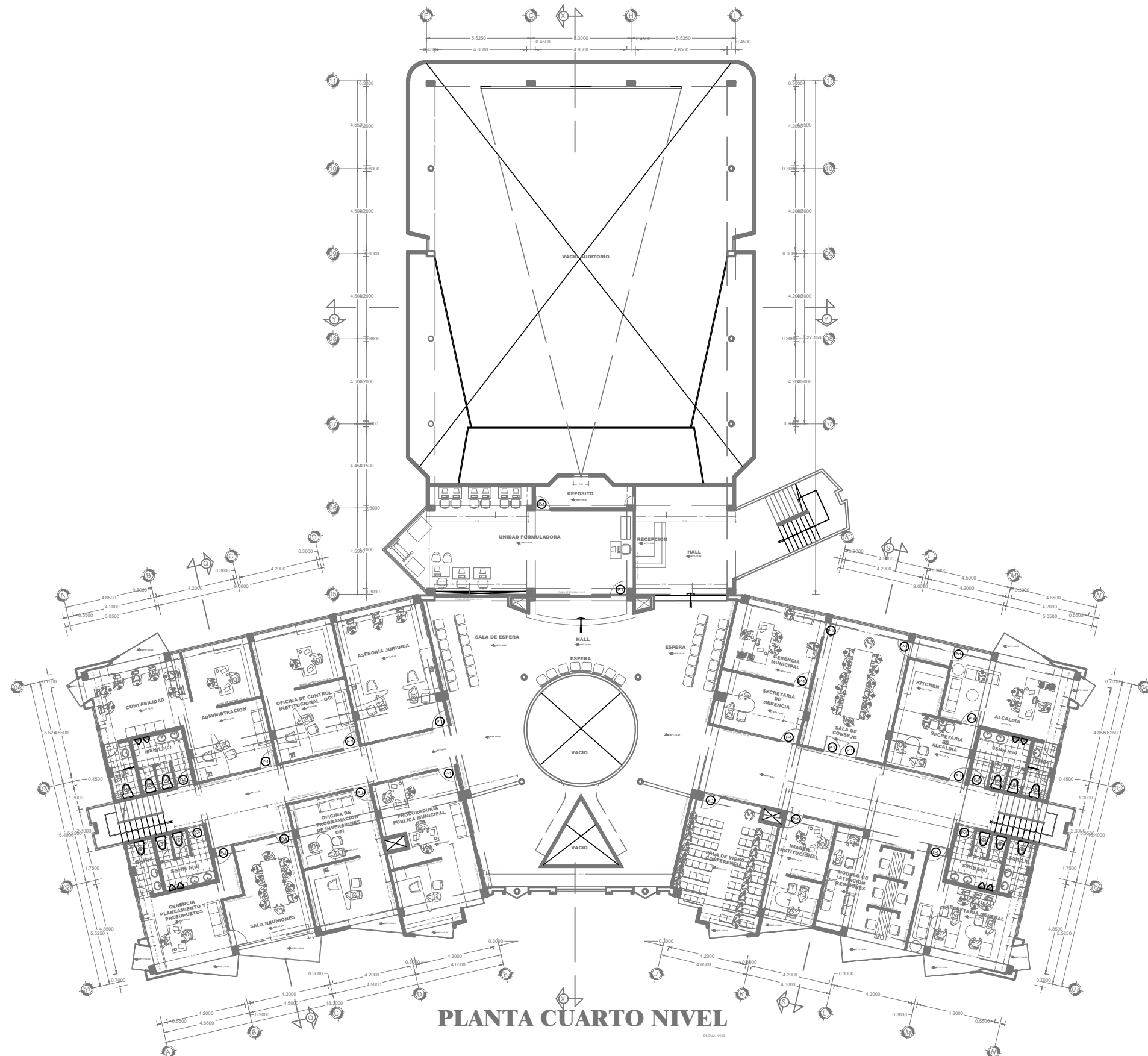
| | |
|---|---|
|  UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL | |
| PROYECTO: "EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSE LEONARDO ORTIZ APLICANDO EL ANALISIS SISMICO NO LINEAL" | |
| TÍTULO: DISTRIBUCION SEGUNDO NIVEL | |
| UBICACION: | DISTRITO : JOSE L. ORTIZ. PROV. : CHICLAYO. REGION : LAMBAYEQUE |
| ESCALA: | RESPONSABLE: SANCHEZ CARRILLO CESAR |
| INDICADA: | ASIGNATURA: PROYECTO DE TESIS |
| NOVIEMBRE 2021 | FECHA: |
| A-2 | |




PLANTA TERCER NIVEL

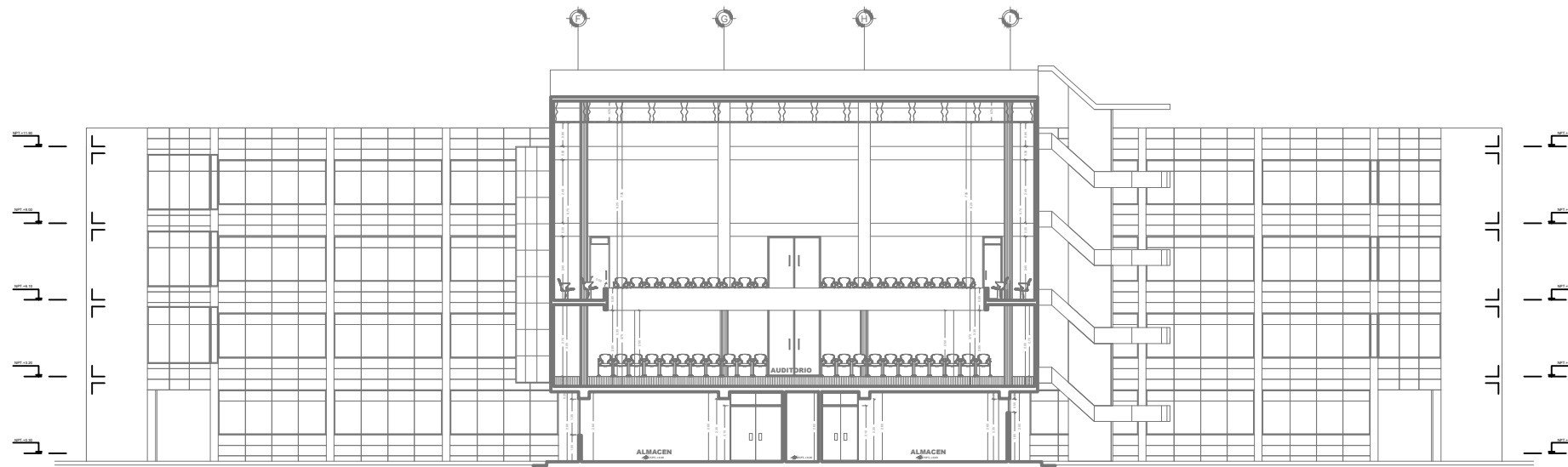
ESCALA 1:100

| | |
|---|---|
|  "UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO" ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL | |
| TÍTULO: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSE LEONARDO ORTIZ APLICANDO EL ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL" | |
| OBJETIVO: DISTRIBUCION TERCER NIVEL | |
| UBICACIÓN: DISTRITO "JOSE L. ORTIZ", PROV. CHICLAYO, REGIÓN LAMBAYEQUE | |
| ESCALA: SOCIAL FECHA: NOVIEMBRE 2021 AUTORA: ANGGARDA | RESPONSABLE: SANCHEZ CARDOSO CESAR INGENIERO: PROYECTO DE TESIS ASESOR: |
| A-3 | |

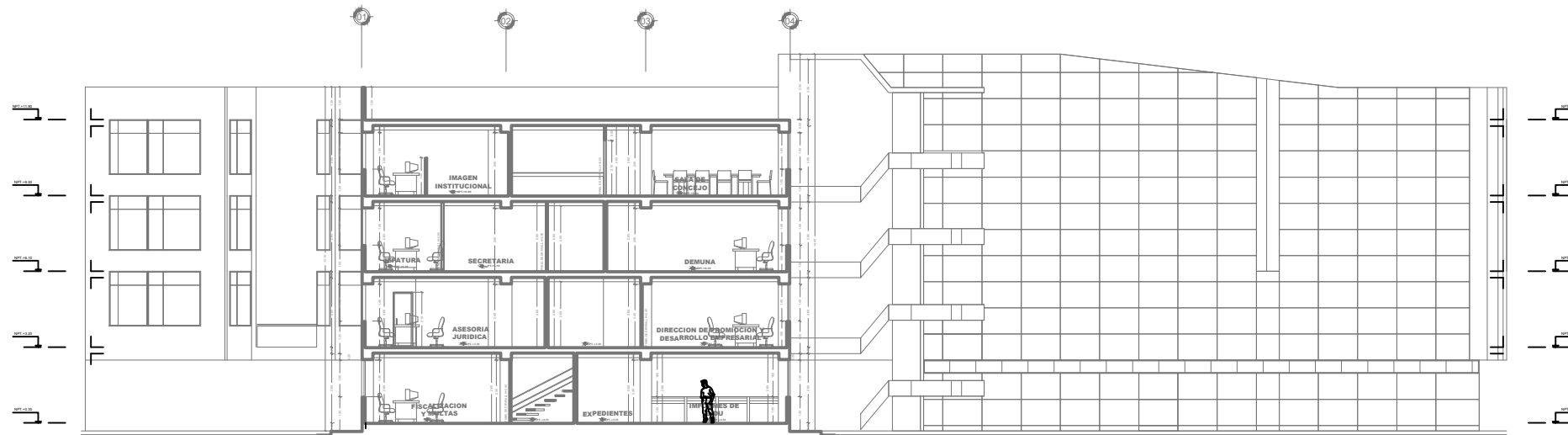


PLANTA CUARTO NIVEL

| | |
|---|---|
|  UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL | |
| <small>"EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSE LEONARDO ORTIZ APLICANDO EL ANALISIS SISMICO NO LINEAL"</small> | |
| DISTRIBUCION CUARTO NIVEL | |
| <small>DISTRITO : JOSE L. ORTIZ, PROV. : CHICLAYO, REGION : LAMBAYEQUE</small> | |
| <small>ESCALA:</small> <small>INDICADA:</small> | <small>INDICADA:</small> <small>NOVIEMBRE-2021</small> |
| <small>PROYECTO DE TESIS</small> | <small>INDICADA:</small> <small>NOVIEMBRE-2021</small> |
| A-4 | |

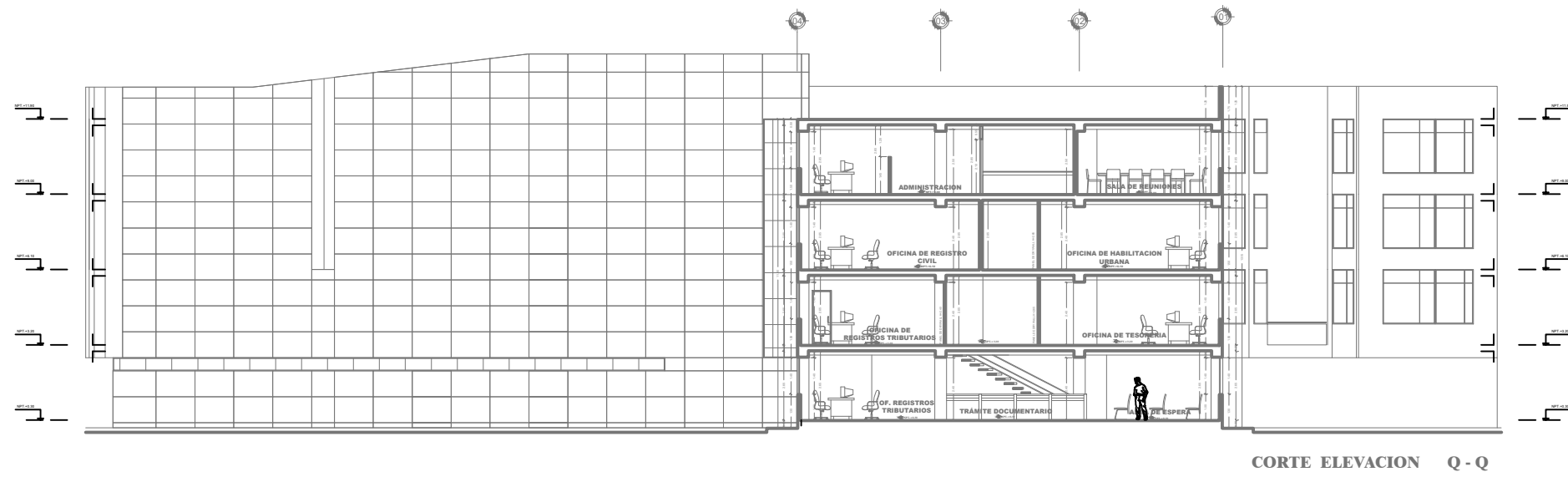


CORTE ELEVACION Y-Y

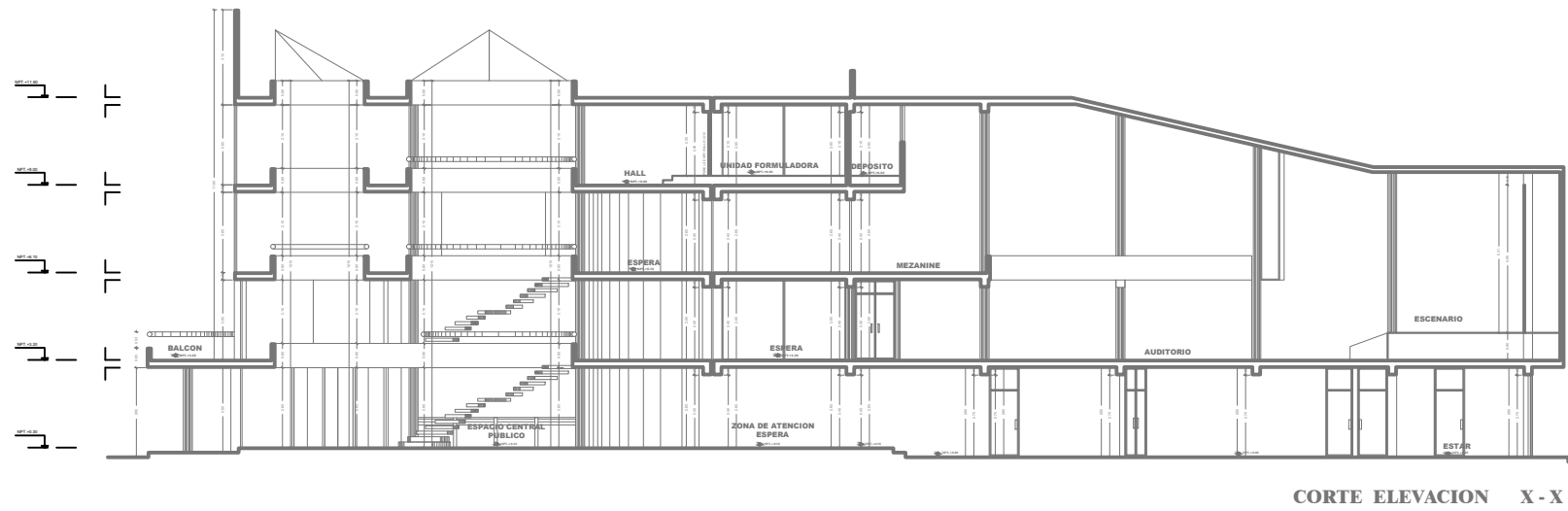


CORTE ELEVACION S-S


| | |
|--|---------------------------------------|
|  "UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO" ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL | |
| PROYECTO: "EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSE LEONARDO ORTIZ APLICANDO EL ANALISIS SISMICO NO LINEAL" | |
| TÍTULO: CORTE ELEVACION | |
| UBICACION: DISTRITO "JOSE L. ORTIZ", PROV. : CHICLAYO, REGION LAMBAYEQUE | |
| FECHA: NOVIEMBRE 2021 | RESPONSABLE: SANCHEZ CARDOSO CESAR |
| ASIGNATURA: PROYECTO DE TESIS | CÁMERA: A-5 |



CORTE ELEVACION Q-Q



CORTE ELEVACION X-X

| | |
|---|--|
|  "UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO" ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL | |
| <small>PROYECTO:</small> "EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSE LEONARDO ORTIZ APLICANDO EL ANALISIS SISMICO NO LINEAL" | |
| <small>PLAN:</small> CORTE ELEVACION | |
| <small>UBICACION:</small> DISTRITO : JOSE L. ORTIZ, PROV. : CHICLAYO, REGION : LAMBAYEQUE | |
| <small>INDICADA:</small> NOVIEMBRE 2021 | |
| <small>RESPONSABLE:</small> SANCHEZ CARACCO OSAM | |
| <small>PROYECTO DE TIPO:</small> C.S. | |
| <small>LABOR:</small> A-6 | |