



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**EVALUACIÓN TÉCNICO-ECONÓMICA DE SISTEMAS DE MUROS DE DUCTILIDAD
LIMITADA Y ALBAÑILERÍA CONFINADA DEL ESTABLECIMIENTO DE SALUD
SAN JOSÉ I-2, LAMBAYEQUE, 2023**

Línea de investigación:

Construcción sostenible y sostenibilidad ambiental del territorio

Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil

Autor:

Turin Leonardo, Alexander Hugo

Asesor:

Tabory Malpartida, Gustavo Augusto

ORCID: 0000-0002-8455-8938

Jurado:

García Urrutia-Olavarria, Roque Jesús Leonardo

Madrid Saldaña, Cesar Karlo

Arévalo Vidal, Samir Augusto

Lima - Perú

2024



EVALUACIÓN TÉCNICO-ECONÓMICA DE SISTEMAS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERÍA CONFINADA DEL ESTABLECIMIENTO DE SALUD SAN JOSÉ I-2, LAMBAYEQUE, 2023

ORIGINALITY REPORT

27 %

SIMILARITY INDEX

27 %

INTERNET SOURCES

1 %

PUBLICATIONS

12 %

STUDENT PAPERS

PRIMARY SOURCES

1	repositorio.ucv.edu.pe Internet Source	8 %
2	hdl.handle.net Internet Source	2 %
3	repositorio.uancv.edu.pe Internet Source	2 %
4	repositorio.unj.edu.pe Internet Source	1 %
5	pt.scribd.com Internet Source	1 %
6	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Student Paper	1 %
7	www.slideshare.net Internet Source	1 %
8	repositorio.urp.edu.pe Internet Source	1 %



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**EVALUACIÓN TÉCNICO-ECONÓMICA DE SISTEMAS DE MUROS DE
DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERÍA CONFINADA DEL
ESTABLECIMIENTO DE SALUD SAN JOSÉ I-2, LAMBAYEQUE, 2023**

Línea de Investigación:

Construcción sostenible y sostenibilidad ambiental del territorio

Tesis para optar por el Título profesional de Ingeniero Civil

Autor:

Turin Leonardo, Alexander Hugo

Asesor:

Tabory Malpartida, Gustavo Augusto

ORCID: 0000-0002-8455-8938

Jurado:

García Urrutia-Olavarria, Roque Jesús Leonardo

Madrid Saldaña, Cesar Karlo

Arévalo Vidal, Samir Augusto

Lima – Perú

2024

Dedicatoria

A mi hija Bianca Sofía, por ser el motivo principal de haber concluido este trabajo de investigación.
Y a dios por haberme acompañado y puesto las cosas a su debido tiempo.

ÍNDICE

ÍNDICE	3
RESUMEN	12
ABSTRACT	13
I. INTRODUCCIÓN	14
1.1. Descripción y formulación del problema	15
1.2. Antecedentes	17
1.3. Objetivos	22
1.4. Justificación.....	22
1.5. Hipótesis.....	23
II. MARCO TEÓRICO	24
2.1. Bases teóricas sobre el tema de investigación.....	24
III. MÉTODO.....	37
3.1. Tipo de investigación	37
3.2. Ámbito temporal y espacial	37
3.3. Variables	38
3.4. Población y muestra	39
3.5. Instrumentos.....	39
3.6. Procedimientos.....	39
3.7. Análisis de datos	41
3.8. Consideraciones éticas	41

IV. RESULTADOS.....	42
V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	159
VI. CONCLUSIONES	161
VII. RECOMENDACIONES.....	163
VIII. REFERENCIAS	165
IX. ANEXOS	171

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Coordenadas del distrito de San José, Lambayeque	24
Tabla 2 Escalas sismológicas	34
Tabla 3 Escala Richter.....	36
Tabla 4 Bloque 1 anomalía de piso blando – sentido X.....	50
Tabla 5 Bloque 1 anomalía de piso blando – sentido Y.....	51
Tabla 6 Irregularidades de la materia o el pesaje	52
Tabla 7 Bloque 1 distorsiones en las dos direcciones	54
Tabla 8 Medidas para el análisis sísmico – bloque 1	56
Tabla 9 Bloque 1 masa por piso	60
Tabla 10 Duraciones y recurrencias	61
Tabla 11 Duración y Participación de Masas Efectivas	62
Tabla 12 Bloque 1 deslizamientos máximos en sentido X-X	65
Tabla 13 Bloque 1 Deslizamientos Máximos en sentido Y-Y	66
Tabla 14 Bloque 1 máximas distorsiones en dirección X-X.....	66
Tabla 15 Bloque 1 máximas distorsiones en dirección Y-Y	67
Tabla 16 Configuración bloque 2 distorsiones en las dos direcciones.....	77
Tabla 17 Medidas para el análisis sísmico – bloque 2	79
Tabla 18 Bloque 2 masas por nivel	82
Tabla 19 Duración y recurrencias	83
Tabla 20 Duraciones y cooperación de masas efectivas	83
Tabla 21 Bloque 2 deslizamientos máximos en sentido X-X	87
Tabla 22 Bloque 2 deslizamientos máximos en sentido Y-Y	87
Tabla 23 Bloque 2 máximas distorsiones en sentido X-X	87
Tabla 24 Bloque 2 máximas distorsiones en sentido Y-Y	88
Tabla 25 Bloque 3a desviaciones en las dos direcciones	94

Tabla 26 Medidas para el análisis sísmico – bloque 3a	96
Tabla 27 Bloque 3a masas por piso.....	99
Tabla 28 Bloque 3a duración y recurrencias	99
Tabla 29 Bloque 3 duración y colaboración de masas efectivas.....	100
Tabla 30 Bloque 3a deslizamientos máximos en dirección X-X	103
Tabla 31 Bloque 3a deslizamientos máximos en dirección Y-Y	103
Tabla 32 Bloque 3a máximas deformaciones en dirección X-X.....	103
Tabla 33 Bloque 3a máximas deformaciones en dirección Y-Y.....	104
Tabla 34 Bloque 4 distorsiones en las dos direcciones	113
Tabla 35 Medidas para el análisis sísmico – bloque 4	115
Tabla 36 Bloque 4 masas por piso	118
Tabla 37 Bloque 4 tiempos y recurrencias	118
Tabla 38 Bloque 4 tiempos y participación de masas efectivas.....	119
Tabla 39 Bloque 4 deslizamientos máximos en sentido X-X	122
Tabla 40 Bloque 4 deslizamientos permitidos según NTP E030 en sentido X-X.....	122
Tabla 41 Bloque 4 deslizamientos máximos en sentido Y-Y	123
Tabla 42 Bloque 4 deslizamientos permitidos según NTP E030 en sentido X-X.....	123
Tabla 43 Bloque 4 máximas distorsiones en sentido X-X	123
Tabla 44 Bloque 4 máximas distorsiones en sentido Y-Y	124
Tabla 45 Peso y masa de la construcción	131
Tabla 46 Configuración estructural (MDL)	132
Tabla 47 Longitud y área de muros - muros en dirección X.....	134
Tabla 48 Longitud y áreas de muros - muros en dirección Y	135
Tabla 49 Coeficientes de rigidez del suelo.....	136
Tabla 50 Densidades placa de cemento.....	136

Tabla 51 Peso y masa de edificación	140
Tabla 52 Valoración por densidad en muros.....	142
Tabla 53 Consecuencias derivadas del análisis sísmico comparado con la norma de MDL .	148
Tabla 54 Consecuencias obtenidas sísmico obtenidos	149

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Área del distrito donde se ubica el objeto de estudio	25
Figura 2 Sismos intraplacas oceánicas	31
Figura 3 Sismos interfase	32
Figura 4 Sismos corticales.....	33
Figura 5 Demostración de R – BLOQUE 1	48
Figura 6 Fuerza de corte en el sentido Y.....	49
Figura 7 Aceleración espectral.....	57
Figura 8 BLOQUE 1 Supuesto Aceleraciones Espectrales en la dirección X-X. R.N.E. E.030, 2018.....	57
Figura 9 BLOQUE 1 Supuesto Aceleraciones Espectrales en la dirección Y-Y. R.N.E. E.030, 2018.....	58
Figura 10 BLOQUE 1 Modelo 3D, para el análisis	58
Figura 11 BLOQUE 1 Vista de la planta del módulo examinado.....	59
Figura 12 BLOQUE 1 Mirada de prominencia del módulo examinado	59
Figura 13 BLOQUE 1 Mirada del modelo en la condición de vibración 1 (T=0.447 s).....	63
Figura 14 BLOQUE 1 Mirada del modelo en la condición de vibración 2 (T=0.407 s).....	63
Figura 15 BLOQUE 1 Mirada del modelo en la condición de vibración 3 (T=0.345 s).....	64
Figura 16 Justificación de R – BLOQUE 2.....	73
Figura 17 Comprobación de R – BLOQUE 2	74
Figura 18 BLOQUE 2 Supuesto Aceleraciones Espectrales en la dirección X-X. R.N.E. E.030, 2018	79

Figura 19 BLOQUE 2 Supuesto Aceleraciones Espectrales en la dirección Y-Y. R.N.E. E.030, 2018	80
Figura 20 BLOQUE 2 Modelo 3D, para el análisis.	80
Figura 21 BLOQUE 2 Mirada de la planta típica del módulo examinado.....	81
Figura 22 BLOQUE 2 Mirada de elevación del módulo examinado.	81
Figura 23 BLOQUE 2 envolvente de cargas.....	82
Figura 24 BLOQUE 2 Vista del modelo en el modo de vibración 1 (T=0.117 s)	84
Figura 25 BLOQUE 2 Vista del modelo en el modo de vibración 2 (T=0.098 s)	84
Figura 26 BLOQUE 2 Vista del modelo en el modo de vibración 3 (T=0.068 s)	85
Figura 27 Comprobación de R – BLOQUE 3a	90
Figura 28 Comprobación de R – BLOQUE 3a	91
Figura 29 BLOQUE 3a Pseudo Aceleraciones Espectrales en el sentido X-X. R.N.E. E.030, 2018.....	96
Figura 30 BLOQUE 3a Pseudo Aceleraciones Espectrales en el sentido Y-Y. R.N.E. E.030, 2018.....	97
Figura 31 BLOQUE 3a Modelo 3D, para el estudio.....	97
Figura 32 BLOQUE 3a Mirada de la planta típica del módulo examinado.....	98
Figura 33 BLOQUE 3a Mirada de prominencia del módulo examinado	98
Figura 34 BLOQUE 3a Mirada del modelo en el modo de vibración 1 (T=0.221 s)	100
Figura 35 BLOQUE 3a Mirada del modelo en el modo de vibración 2 (T=0.212 s)	101
Figura 36 BLOQUE 3a Mirada del modelo en el modo de vibración 3 (T=0.167 s)	101
Figura 37 Comprobación de R – BLOQUE 4.....	109
Figura 38 Comprobación de R – BLOQUE 4.....	110
Figura 39 BLOQUE 4 Pseudo Aceleraciones Espectrales en el sentido X-X. R.N.E. E.030, 2018.....	115

Figura 40 BLOQUE 4 Pseudo Aceleraciones Espectrales en el sentido Y-Y. R.N.E. E.030, 2018.....	116
Figura 41 BLOQUE 4 Modelo 3D, para el análisis	116
Figura 42 BLOQUE 4 Mirada de la planta típica del módulo examinado.....	117
Figura 43 BLOQUE 4 Mirada de prominencia del módulo examinado	117
Figura 44 BLOQUE 4 Vista del modelo en el modo de vibración 1 (T=0.235 s)	119
Figura 45 BLOQUE 4 Vista del modelo en el modo de vibración 2 (T=0.227 s)	120
Figura 46 BLOQUE 4 Vista del modelo en el modo de vibración 3 (T=0.162 s)	120
Figura 47 Tiempos de vibración.....	143
Figura 48 Periodos de vibración.....	144
Figura 49 Potencia axial en Muro Max	144
Figura 50 Fuerza axial en MuroM8Y.....	145
Figura 51 Potencia cortante en muro Max	145
Figura 52 Fuerza cortante en muro M8Y	146
Figura 53 Instante flector en muro max	146
Figura 54 Instante flector en muro M8Y	147
Figura 55 Periodo de oscilación	150
Figura 56 Recurrencias.....	151
Figura 57 Deslizamiento máximo en eje 0X.....	151
Figura 58 Desplazamiento máximo en eje 0Y	152
Figura 59 Fuerza axial de muro M10X	152
Figura 60 Fuerza axial de muro M8Y	153
Figura 61 Fuerza cortante muro M10X.....	153
Figura 62 Fuerza cortante muro M8Y	154
Figura 63 Instante flector en el muro M10X.....	154

Figura 64 Momento flector en el muro M8Y	155
Figura 65 Suceso de partidas en presupuesto	156
Figura 66 Coste de cimentación, losa entre pisos y muros	156
Figura 67 Estructuras y arquitecturas en presupuesto	157
Figura 68 Suceso de la partida de presupuesto	157
Figura 69 Coste de cimentación, losas de entrepisos, muro de albañilería y placas	158

RESUMEN

El presente estudio tuvo por objetivo establecer una evaluación técnico-económica de sistemas de MDL y AC del establecimiento de salud San José I-2, Lambayeque, 2023. Se basó en una perspectiva transversal, cuantitativa, descriptiva y no experimental. Desde un punto de vista espacial se desarrollará en el establecimiento de Salud San José I-2, situado en el distrito San José, departamento de Lambayeque, Perú. La apreciación de la economía, y la valoración del golpe socioeconómico y ambiental en construcciones utilizando MDL y AC. Dentro de los límites definidos en este estudio, se determina que ambos sistemas, MDL y AC, muestran un desempeño estructural eficaz frente a riesgos sísmicos, alineándose con los estándares de DS y DE establecidos por el RNE del Perú, e incluyen la consideración de la Interrelacion Suelo-Estructura. El sistema MDL es más gravoso que el AC en términos de costes, plazos de ejecución e impactos socioeconómicos. Sin embargo, cabe señalar que el sistema MDL no ha sido tan extensamente experimentado como el AC, que ha sido sometido a pruebas y mejoras continuas a lo largo de los años.

Palabras clave: albañilería confinada (AC), estructura, suelo, muros de ductilidad limitada (MDL)

ABSTRACT

The research set out to do just that for the San José I-2 health facility in Lambayeque, 2023, by developing a technical-economic assessment of the constrained masonry and limited ductility wall systems. A quantitative, descriptive, and applied cross-sectional method was used; it was not experimental. Its exact position is in the Peruvian department, province, and district of San José, specifically at the San José I-2 Health institution. construction projects using Confined Masonry (CA) and Limited Ductility Walls (MDL) and their associated economic, social, and environmental impacts will be evaluated. Based on the results of this study, it can be concluded that both CDM and AC systems effectively mitigate seismic risks. This conforms to the requirements of the Peruvian National Building Regulations for Structural Design and Seismic-resistant Design, which take into account the Soil-Structure Interaction. The CDM system is superior than the CA in terms of price, execution time, and societal and economic effects. The CA system, on the other hand, has been through constant testing and refinement over the years, whereas the CDM system has not.

Key words: Limited ductility, confined masonry, structure, soil.

I. INTRODUCCIÓN

Esta evaluación está dirigida al mercado de la construcción pública de centros y edificios que, durante años, ha sido cubierto por el segmento informal o de bajo conocimiento (autoconstrucción) debido a las carencias de los modelos constructivos convencionales (su falta de proximidad a la realidad) y de los sistemas constructivos industriales (su desconocimiento de los efectos de estos sistemas sobre la aptitud y la seguridad de la construcción). (Lizarme, 2022; Lung y Shaurette, 2018).

Además, faltan viviendas y opciones sanitarias asequibles y de alta calidad, por lo que hay que estudiar detenidamente nuevos métodos de construcción que garanticen precios más bajos, plazos de ejecución más rápidos y un comportamiento estructural adecuado ante imprevistos que amenacen el bienestar de quienes viven en estas zonas, dentro de estas amenazas se encuentra por ejemplo la actividad no lineal como las respuestas sísmicas naturales. (Córdova y Santa María, 2021)

Aunque los edificios de AC son los más populares en Perú, desgraciadamente, a causa de su gran solicitud y su sencillo método de construcción, se pueden utilizar otros tipos de estructura en función de los requisitos de la arquitectura de un proyecto determinado. Por este motivo, se ha desarrollado un nuevo método de construcción para satisfacer la creciente demanda del país de estructuras duraderas pero rentables como los MDL o DML. (Menegón et al., 2020).

Se han realizado numerosos estudios, análisis y pruebas tanto de los muros de carga de albañilería como de los MDL, lo que ha conducido a un endurecimiento de las normas estructurales del Código Nacional de la Edificación durante la fase de diseño. (Aviram et al., 2019). Asimismo, se ha podido garantizar la eficacia de los componentes del edificio midiendo aspectos como la dispersión, la densidad de la pared en relación con el fluido de corte y la excentricidad, al tiempo que esto asegura de evaluar y verificar que el edificio tiene sentido desde el punto de vista mecánico y lógico. (Chacón et al., 2021)

1.1. Descripción y formulación del problema

En Perú, las estructuras residenciales, comerciales y de hostelería de hasta cinco pisos de altura suelen construirse en estilo albañilería o mampostera. Es típico de este tipo de estructuras construir primero el muro de albañilería, luego los elementos verticales de reclusión de hormigón y, por último, el tejado y la cumbrera juntos (Gareca et al., 2020). Los materiales que intervienen en esta secuencia de construcción se comportan como un todo. Estas estructuras deben construirse sabiendo que inevitablemente se romperán en la categoría elástico, pero de tal manera que puedan recuperarse de un gran movimiento sísmico. (Barrera, 2019)

El mercado inmobiliario peruano ha experimentado un auge en los últimos tiempos. Múltiples factores, como el aumento de los ingresos de los hogares y la mayor facilidad de acceso a la financiación a tipos de interés más bajos y plazos más largos, han contribuido a alimentar la demanda del mercado inmobiliario (Aranda y Caldas, 2023; Vera y Arispe, 2021). Hasta hace poco, la mayoría de las viviendas vendidas en el mercado oficial procedían de los sectores A y B. Sin embargo, ante la necesidad de llevar la vivienda y estructuras de uso social, el gobierno ha impulsado la construcción de megaproyectos en el mercado inmobiliario facilitando a los promotores el acceso al suelo. (Calderón, 2019)

Por ello, surge la construcción bajo MDL, debido a que el sistema MDL se compone tanto de muros de pórtico como de muros cortantes, su uso se ha concentrado en las clases superiores (C y D). Se comportan de forma diferente bajo cargas verticales y sísmicas. Asimismo, se tiene una normativa que proporciona muy poca información sobre el sistema MDL. Cuando se empezaron a construir estos muros en el año 2000, consistían en una sola capa de malla electrosoldada en el interior y medían 10 centímetros de espesor. En cuanto al número de plantas, nuestro reglamento sólo permite hasta siete plantas, Sin embargo, también incluye una pieza que demuestra que se ha podido construir un algo más.

Debido a su facilidad de construcción, la AC en el Perú ha tomado protagonismo en casi todas las municipalidades, tanto de Lima como de provincias. Cabe señalar que esta práctica se ha ido perfeccionando y mejorando a lo largo de su empleo a la luz del comportamiento del material en caso de sismo. (De la Cruz y Yoctun, 2022)

La albañilería es el método constructivo más popular en el Perú según el Censo Peruano 2017 realizado por el Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI, 2017), Sin embargo, las universidades están poniendo más énfasis en el hormigón armado con acero, y faltan conocimientos especializados sobre su diseño y construcción. Por otra parte, las edificaciones del sistema MDL se llevaron a cabo durante el «Boom de la construcción» que ocurrió entre 2012 y 2014, que se distingue por su pequeño espesor de muros, refuerzo primario de malla con conexiones electrosoldadas y disminución significativa de los desplazamientos estructurales. (Barrera, 2020)

Por consiguiente, es necesario realizar una evaluación tanto técnica como económica el sistema de estructura de AC y el sistema de estructura de MDL específicamente en el establecimiento de salud San José I-2 ubicado en Lambayeque, esto en miras de establecer los comportamientos estructurales comparativos desde un punto de vista de sistemas de MDL y AC que promoverá el levantamiento de estándares de construcción que menoscabarán la vulnerabilidad social latente ante eventos antrópicos de carácter natural como los sismos o desgaste en la vida útil de la construcción.

1.1.1. Problema general

¿Cuál será la evaluación técnico-económica de sistemas de MDL y AC del establecimiento de salud San José I-2, Lambayeque, 2023?

1.1.2. Problemas específicos

¿Cuál es la conducta de la interacción suelo-estructura en los MDL y AC?

¿Cuál es la conducta sísmica congruente con la distorsión en los sistemas de MDL y AC?

¿Cuál es la conducta sísmica relacionada con la verificación de la fuerza cortante de los muros y densidad de MDL y AC?

¿Cuál es la conducta sísmica relacionada con los parámetros excéntricos que definen regularidad e irregularidad de MDL y AC?

¿Cuáles son los tiempos y costos de ejecución en la construcción de MDL y AC del establecimiento de salud?

1.2. Antecedentes

1.2.1 Nacionales

De acuerdo con un estudio comparativo del comportamiento y diseño estructural de un plurifamiliar de 5 pisos, realizado en la ciudad de Piura, se diseñó y construyó una edificación plurifamiliar con sistemas de AC y MDL. se usó una metodología aplicada, teniendo en cuenta la normativa vigente y haciendo uso del Software ETABS 2015 v15.2. Se finiquita que bajo el sistema de MLD los eventos sísmicos causarán menores efectos negativos sobre la construcción frente a la técnica de albañilería, esto a raíz que los muros edificados por en base al primer sistema cuentan con una densidad mayor respecto al segundo. Además de ello, se observa que en las plantas de irregular torsional -presente en ambos sistemas- fue de suma relevancia para elegir el espesor de los muros. En base a lo visto, se puede concluir que el sistema constructivo MDL es la opción más económica debido a sus menores costes de reparaciones en la eventualidad de eventos sísmicos, además de un 30% de ahorro directo en comparación con el sistema de AC.

Por otro lado, Quiroz (2016) explora las ventajas del sistema MDL frente al asfalto confinado en su teoría con título «Evaluación de los Sistemas MDL y AC con Placas de Cimentación en Juliaca». Usando una metodología descriptiva y teniendo como muestra a la

“Conjunto de residencias Las Torres Mz: A” se menciona que ambos sistemas -MDLy AC- cumplen con el umbral mínimo requerido para hacer frente a un evento sísmico según lo establecido por el RNE Perú con respecto al DSR y el DE. Coincide con la tesis anterior al concluir que el sistema MDL muestra mayores mejoras en relación a costos, tiempos e impactos socioeconómicos en relación al sistema de AC, pero menciona que la implementación del primero no se ha dado de manera tan recurrente como el segundo. A su vez, el autor indica que el sistema de AC resulta perjudicial para el medio ambiente por sus daños con respecto a la depredación del suelo para la creación industrial de ladrillos artesanales.

A su vez, en la tesis presentada por Incahuanaco (2021) titulada “Análisis comparativo, técnico y económico de una vivienda con diseño sismorresistente y una vivienda convencional en la provincia de Huancayo en 2021” se tomó como única muestra una vivienda en la cual no hubo participación de especialistas como arquitectos, ingenieros y más en su construcción y se contrastó con una versión hipotética de la misma vivienda, pero con materiales y sistema sismorresistente -en el cual hay participación de profesionales especializados-. La casa convencional no cumplía los requisitos mínimos fijados por RNE, según los resultados, siendo que su movimiento lateral en sentido “X” (0.0096) supera el umbral máximo permitido (0.007). Además de ello, con respecto a los costes finales de construcción, se detalla que una vivienda convencional cuesta S/ 198,485.46 - incluido en el coste unitario de cada material utilizado, con el IGV incluido - mientras que en la vivienda sismorresistente contó con un saldo final de S/ 190,595.39. Siendo que la diferencia es de S/ 7,890.07, y teniendo en cuenta que en ambos casos se consideró el precio del IGV como parte del consumo por material requerido, se ha llegado a la conclusión de que una casa sismorresistente es más segura y de más fácil acceso que una casa convencional.

Por último, según Coca (2019) en su tesis “Apreciación técnico económica del sistema de MDL y AC del edificio “El Sol”, Huancayo - 2019” teniendo en uso una investigación

descriptiva y aplicada para saber qué sistema es superior a nivel técnico y económico AC. Sus conclusiones son a partir de los resultados logrados, en la cual se observa un menor desplazamiento lateral por parte del primer sistema frente al segundo, siendo su diferencia un 11% menos; a su vez, con respecto a la deriva, el del MDL es un 22% menos que el de albañilería confinada. También se observa que la resistencia del primer sistema es un 90% mayor que el segundo con respecto a la cortante del diseño. Por otro lado, a nivel económico también sale rentable puesto que los costos de una casa construida por un sistema MDL es de S/. 256 939.13, mientras que otra casa edificada por un sistema de AC tiene un costo de S/. 285 626.32 existiendo un 10% de diferencia.

Según Vega (2021) en su tesis nombrada “Análisis comparativo del diseño de una edificación con el sistema MDL y AC, en tres tipos de suelo de la ciudad de Chiclayo” se hace un contraste entre distintas zonas de una misma edificación con un tipo de investigación aplicativo, cuantitativo, correlacional y con nivel de investigación experimental. Se determina que construir casas con sistemas de AC no es práctico debido a la escasa altura del techo en la dirección «X», ya que habría que cortar las paredes, incrementando su precio final. Además, teniendo en cuenta la igualación entre las torsiones entre pisos y los movimientos laterales, los resultados concluyen que los costes de reparación serán mayores en caso de emplear un sistema de AC.

Por su lado, Cumpa (2022) en su tesis llamada “Comportamiento sismorresistente en sistemas MDL y dual del edificio Blesser, distrito de Monsefú” hace una comparación entre el sistema MDL y el dual. Presenta como hipótesis que el sistema MDL del edificio Blesser presenta mejores rendimientos sismorresistentes en comparación al sistema dual, con la cual hace uso de una metodología cuantitativa correlacional no experimental. Los resultados mostraron que el sistema MDL utiliza menos personal y materiales para el diseño de la subestructura, además que presenta menos movimientos en los ejes “X” y “Y”, siendo que su

movimiento es de 0.0142 y 0.0105m frente al sistema dual con un movimiento de 0.0156 y 0.0184m, respectivamente.

A su vez, Cayatopa (2019) en su tesis “Estudio económico comparativo entre sistemas con AC y armada en una edificación residencial - Chiclayo” hace una comparación entre dos sistemas usados en la AC: el confinado y armado. Usando el método comparativo no experimental llega a la conclusión que la edificación realizada por la albañilería armada es superior en cuanto a lo técnico y económico frente al confinado. Esto se conoce a partir de los análisis estáticos obtenidos, en el cual el primer sistema se obtuvo un 0.003316 y el segundo un 0.003922 en los resultados; en cuanto a los análisis dinámicos, los resultados son los siguientes: 0.003211 para el sistema armado y 0.004708 para el sistema confinado.

Por último, en la tesis planteada por Díaz (2016) con el nombre de “Urbanización, diagnósticos de vulnerabilidad estructural para inspección de viviendas José Leonardo Ortiz, Lambayeque (2016), Carlos Stein Chávez, primera etapa.” se plantea una baja vulnerabilidad por parte de la zona estudiada, contando para ello con una metodología no experimental – transeccional – descriptivo. En las conclusiones dadas por el autor se divisa que las construcciones no desempeñan con los requerimientos mínimos dados por el RNE al no tener una supervisión por parte de profesionales, sino que se tratan de un trabajo de sistema de albañilería.

1.2.3. Internacionales

Basado en la tesis de Campaña (2015) titulada «Análisis relativo de sistemas estructurales: mampostería y muros de carga, edificio de 10 pisos en Quito», el cual adoptó la metodología comparativa -entre dos diseños de edificaciones- no experimental. Se hace una exposición de la vulnerabilidad sísmica que pueden tener los edificios en casos de sismos. En las conclusiones se encuentran que las edificaciones aporricadas serán más seguras a la hora de un evento sísmico por su menor peso ante el edificio de muros portantes. También se resalta la

limitación que tienen los muros portantes a la hora de distribuir el espacio, haciendo que su uso no sea de gran rendimiento.

Según la tesis publicada por Vizconde (2015), citada “Investigación sobre la calidad en la edificación mediante el sistema de construcción MDL en la ciudad de Guayaquil y propuesta para su correcto trabajo”, se planteó la hipótesis que el proyecto usado como objetos de estudio -Costalmar I- no tuvo una calidad en su construcción y, por ende, adolece de fallas graves. A su vez, se usó una metodología comparativa, exploratoria, explicativa, evaluativa y proyectiva. Entre los resultados logrados se recalca que la poca planificación a la hora de llevar a cabo un proyecto con un sistema MDL puede acarrear terribles consecuencias constructivas como fisuras en las paredes, concreto poroso, filtraciones, etc.

Por otro lado, según Chillagana (2013) con su teoría publicada “Aplicaciones de los sistemas constructivos MDL en viviendas de Quito de acuerdo con la normativa de la aci 318s-08 y los códigos ecuatorianos de construcción.”. Con el uso de una metodología comparativa con el sistema de hormigón forrado, el escritor llega al desenlace que El uso del sistema de DL implica una reducción en el tiempo de construcción, la necesidad de menos trabajadores y un menor costo total en comparación con el sistema tradicional, aproximadamente en un 15%. Además, menciona su uso recurrente entre la población por la rapidez y accesibilidad con la que esta cuenta, siendo factores fundamentales a la hora de buscar un sistema sostenible no tan solo a nivel técnico, sino también económico.

Por último, en su famosa tesis titulada “Evaluación de la fragilidad sísmica de edificios armados de bloques de hormigón armado por partes rellenas”, Ramírez (2021) en el cual se plantea como hipótesis la respuesta cíclica de los muros de albañilería está influenciada por varias variables de diseño, factores como la proporción de aspecto, la cantidad de refuerzo horizontal y el grado de pre compresión axial. Esto difiere de las ecuaciones de diseño incluidas en varias normas de AE ya que estos factores están interconectados y no pueden tratarse de

forma independiente. Además, se utiliza una metodología experimental. Entre los resultados se encontraron grietas diagonales, rotura de la armadura horizontal, espendimento de la pared lateral unitaria y deformación lateral de la armadura vertical.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Establecer una evaluación técnico-económica de sistemas de MDL y AC del establecimiento de salud San José I-2, Lambayeque, 2023.

1.3.2. Objetivos específicos

Establecer la conducta de la interacción suelo-estructura en los Sistemas de MDL y AC.

Establecer la conducta sísmica congruente con la distorsión en los sistemas de MDL y AC.

Establecer la conducta sísmica relacionada con la verificación de la fuerza cortante de los muros y densidad de MDL y AC.

Establecer la conducta sísmica relacionada con los parámetros excéntricos que definen regularidad e irregularidad de MDL y AC.

Establecer los tiempos y costos de ejecución en la construcción de MDL y AC del establecimiento de salud.

1.4. Justificación

1.4.1. Práctica

Mirándolo desde una perspectiva práctica, durante la alineación académica de los alumnos de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, se informará sobre el desarrollo de un análisis técnico-económico relacionado con el comportamiento sísmico y estructural de un centro de salud, favoreciendo al máximo el avance del proceso de aprendizaje mediante el uso de herramientas pedagógicas tecnológicas y basadas en aplicaciones para futuros estudios. El estado comparativo de los sistemas MDL y AC será promovido como un punto de inflexión en cuanto a la estructura a utilizar para construcciones futuras.

1.4.2. Social

Esta investigación se justifica desde una perspectiva social, puesto que pretende contribuir a mejorar la situación de la sociedad mediante una evaluación técnico-económica de dos tipos de sistemas de muros mediante el análisis y evaluación del suelo de las zonas de estudio. Además, la investigación tiene en cuenta las condiciones existentes de seguridad estructural dentro de la sociedad en la que se desarrolla, por lo que sirve de punto de partida para abordar la superación establecida que conlleva la ejecución de este proyecto. Para salvaguardar tanto la integridad social como la medioambiental, este proyecto valorará su impacto medioambiental en cada fase desde el punto de vista de la protección del medio ambiente. Asimismo, las partes relacionadas con la construcción, como los propietarios directos o los contratistas, pueden ahorrar dinero siguiendo este camino, y el comportamiento estructural del proyecto no sufrirá por ello.

1.5. Hipótesis

El establecimiento de una evaluación técnico-económica de sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada del establecimiento de salud san José I-2 de Lambayeque promueve la comparación estructural y optimización de los procesos de construcción.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. Bases teóricas sobre el tema de investigación

2.1.1. Área de estudio

Para el presente estudio, el espacio geográfico comprende el distrito de San José, Chiclayo, Lambayeque. La extensión geográfica del área de estudio en cuestión es máxima es de 1,253.05 m² y con una altura de 3 pisos. En tal sentido, se presentan las coordenadas del distrito en mención.

Tabla 1

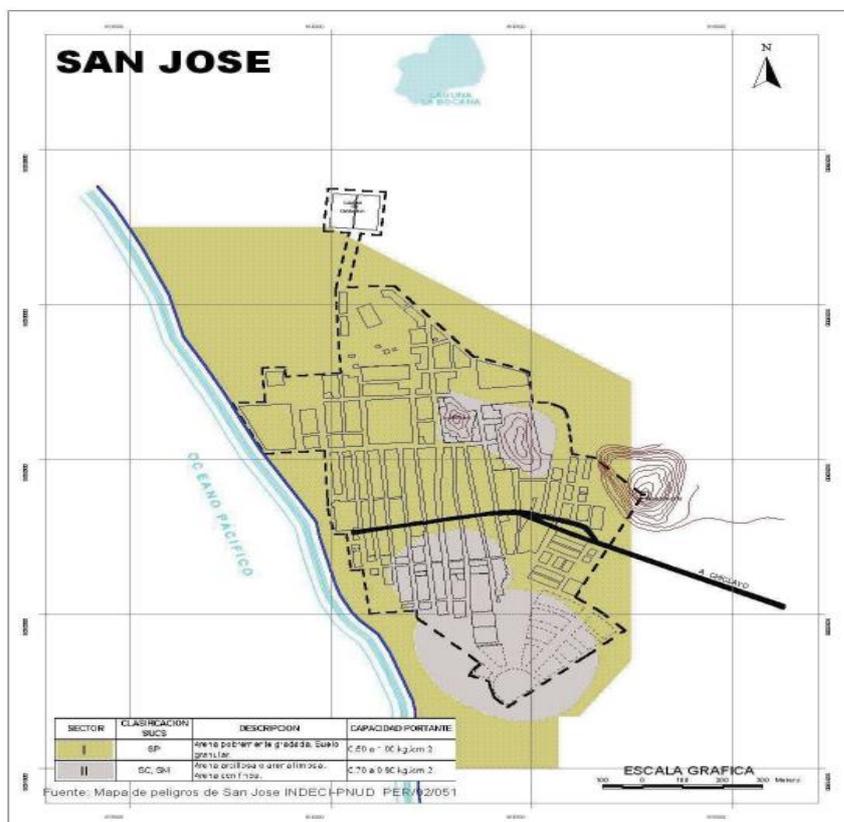
Coordenadas del distrito de San José, Lambayeque

Jurisdicción	Sur	Oeste	Elevación (m.s.n.m)
San José	6°44'17.3'	79°49.65'	8

Nota. En este sentido, se utiliza una evaluación plantar para visualizar el área de los estudios a nivel regional y sus respectivos límites geográficos de estudio.

Figura 1

Área del distrito donde se ubica el objeto de estudio



Origen: INDECI

2.1.2. Vías para acceder a la zona

El método de acceder al distrito es de dos maneras: por medio de transporte privado (vía de asfalto) o caminando.

2.1.3. Topografía

Este distrito objeto de estudio se encuentra bajo una superficie ondulada, y hay zonas de gran extensión en los cuales se encuentran dunas tipos barcanes o medias lunas. Además, se encuentra a 8 en media.

2.1.4. Estudio geotécnico

Es un conjunto de información recopilada sobre el área estudiada con respecto al tipo de edificación planeada, siendo de suma importancia para el análisis y dimensionar la obra. (Álvarez, 2019)

2.1.5. Condiciones de frontera

En el espacio de la geotecnia y la ingeniería civil, las condiciones de contorno se refieren a los parámetros mínimos y máximos que deben cumplirse en un terreno o estructura para certificar la seguridad y permanencia de las obras civiles. Estas condiciones se establecen en función de la normativa técnica correspondiente y se utilizan para diseñar y construir estructuras resistentes y duraderas.

2.1.6. Clasificación de los tipos de albañilería

Se comprende por albañilería a un conjunto de materiales adheridos entre sí gracias a un material como el mortero de barro o cemento. Según Suclupe (2017), se clasifican en estos tres tipos de albañilería:

- a. **Albañilería armada:** La albañilería armada es una técnica constructiva que reside en reforzar la albañilería tradicional con elementos de acero, como barras o mallas, con el fin de mejorar su capacidad de resistir cargas y esfuerzos. En esta, las barras o mallas de acero se colocan en la cama de mortero entre los bloques de albañilería, en las juntas horizontales y/o verticales, y se anclan en los cimientos y la estructura de la edificación. La albañilería armada es una técnica intermedia entre la albañilería convencional y el concreto armado. Resulta ser una opción más económica que el concreto armado, pero con una capacidad de resistencia limitada en comparación con este último. Es utilizada comúnmente en construcciones de bajo a mediano tamaño, y puede ser una buena

opción en regiones sísmicas donde la albañilería tradicional no es suficientemente resistente.

- b. AC: La AC es un tipo de habilidad constructiva que combina elementos de albañilería y concreto armado. En este sistema, se construyen muros de albañilería que se encuentran confinados o encerrados en un marco de concreto armado que los rodea en su perímetro. En la albañilería confinada, los muros de albañilería proporcionan resistencia a las cargas verticales, mientras que el marco de concreto armado proporciona resistencia a las cargas horizontales, especialmente en áreas sísmicas. Elementos de hormigón armado, como vigas y pilares, se colocan alrededor del perímetro de los muros de albañilería, proporcionando un "encierro" o "confinamiento" que ayuda a mantener la integridad estructural de la edificación. Este sistema constructivo es popular en áreas sísmicas, ya que combina la resistencia y durabilidad de la albañilería con la ductilidad y capacidad de deformación del concreto armado. La albañilería confinada es una técnica constructiva más resistente y segura que la albañilería simple, ya que los muros de albañilería están protegidos por el marco de concreto armado que los rodea.
- c. Albañilería no reforzada: La albañilería no reforzada es un tipo de técnica constructiva en la que se utilizan bloques o ladrillos de albañilería para construir paredes y otros elementos estructurales sin la agregación de elementos de asistencia, como barras de acero o mallas. Aunque la albañilería no reforzada es una técnica constructiva común en muchas partes del mundo, presenta ciertas limitaciones en términos de resistencia y seguridad sísmica. Debido a que las paredes de albañilería no tienen refuerzo, son más propensas a sufrir daños estructurales y colapsar en caso de terremotos u otros eventos sísmicos. En consecuencia, los edificios construidos con albañilería no reforzada a menudo tienen una vida útil limitada y pueden ser inseguros para sus ocupantes. Por

esta razón, muchos países han promulgado leyes y regulaciones que exigen la construcción de edificios con técnicas constructivas más seguras y resistentes, como la albañilería reforzada o el concreto armado.

2.1.7. Tipos de sistemas de MDL

Los MDL son elementos estructurales que se diseñan para deformarse de forma controlada durante un sismo, proporcionando así resistencia sísmica al edificio (Huamán, 2018). Existen varios tipos de MDL, algunos de los cuales se describen a continuación:

- a. Muros de concreto reforzado: Estos muros están hechos de cemento reforzado con barras de acero, y se diseñan para deformarse de forma controlada durante un sismo. Los muros de concreto reforzado pueden ser prefabricados o contruidos en el lugar.
- b. Muros de albañilería reforzada: Estos muros están hechos de bloques o ladrillos de albañilería reforzados con barras de acero. Los muros de albañilería reforzada se utilizan comúnmente en áreas donde la albañilería es una técnica constructiva común.
- c. Muros de mampostería confinada: Estos muros están hechos de bloques o ladrillos de albañilería encerrados en un marco de cemento armado. El marco de cemento armado proporciona resistencia a las cargas horizontales, mientras que la albañilería proporciona resistencia a las cargas verticales.
- d. Muros de acero estructural con paneles de madera: Estos muros están formados por una estructura de acero recubierta de paneles de madera. Los edificios comerciales y de oficinas suelen utilizar muros estructurales de acero con paneles de hormigón por su capacidad de ofrecer una buena resistencia sísmica.

2.1.8. Conceptos básicos de los eventos sísmicos

- a. *Teoría del rebote elástico:* Tras aprender el terremoto de San Francisco de 1906, Harry Fielding Reid propuso la teoría del rebote elástico, que explica el mecanismo de generación sísmica. La hipótesis se basa en la observación de que los lados opuestos de

la falla se mueven de forma continua antes del terremoto, y que los desplazamientos después del terremoto son consistentes con las direcciones de los desplazamientos previos.

- b.* Según esta teoría, las rocas compresivas a ambos lados de la grieta acumulan energía y se deforman gradualmente hasta que se supera su resistencia interna. En ese momento, un movimiento continuo a lo largo de la grieta libera la energía almacenada y las rocas vuelven a su posición original sin deformarse. Previamente, se pensaba que el movimiento del terreno causaba la ruptura de la falla, pero la teoría del rebote elástico explica que esta ruptura es la causa del movimiento del terreno. (Charca, 2019)
- c.* *Ondas sísmicas:* Cuando una falla se rompe, se produce una descarga de energía, que se envía en todos los sentidos en forma de ondas sísmicas. Tras pasar por varios medios y refractarse en sus bordes, estas ondas producen muchos tipos de ondas, las ondas corporales y las ondas superficiales son las más significativas de ellas. (Charca, 2019)
- d.* *Ondas de cuerpo:* Cuando se rompe una falla, sísmicas ondas se originan y se dirigen hacia el interior del planeta. Son las dos formas más importantes de ondas de cuerpo, las cuales son las ondas P y las ondas S. Se llaman ondas P ya más rápidas, ondas compresionales o longitudinales, debido a que, como sonidos, comprimen y dilatan el medio a medida que se propagan. Se pueden transportar mediante medios líquidos y sólidos. Debido a que provocan distorsiones cortantes en el medio a medida que se propagan, las ondas S, más lentas, se denominan a veces ondas cortantes o transversales. El movimiento de la partícula individual es perpendicular a la dirección de propagación de la onda, según dos componentes: SV y SH. Como los líquidos carecen de rigidez a la compresión, sólo son capaces de propagarse a través de medios sólidos. (Charca, 2019)

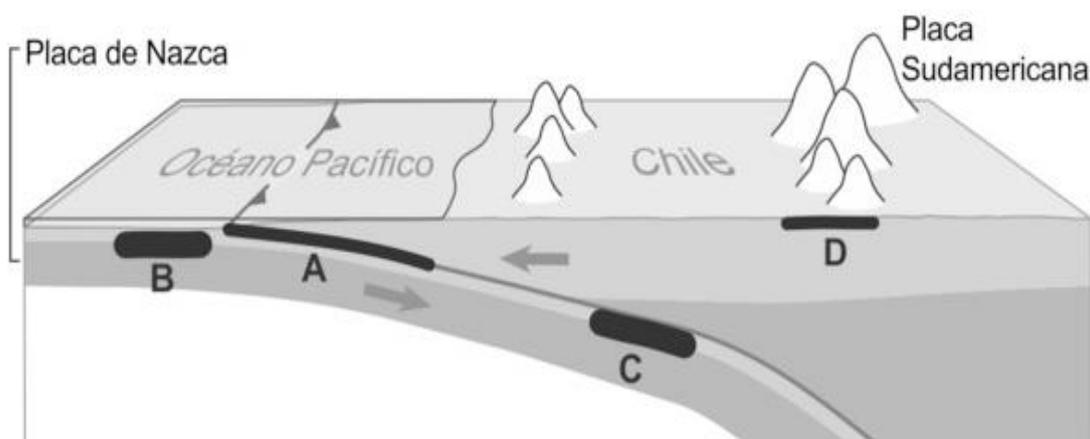
- e. Ondas de superficie:* La interacción entre las ondas del cuerpo y la superficie y los estratos superficiales de la tierra produce ondas superficiales. Estas ondas tienen una amplitud mayor en la superficie debido a su rápida atenuación con la profundidad. A menudo, a medida que crece la distancia desde el origen sísmico, las ondas superficiales se hacen más evidentes y pueden causar los mayores movimientos del terreno a distancias superiores al doble del espesor de la corteza terrestre. Las ondas superficiales Love y Rayleigh son las más esenciales para la ingeniería. Las ondas Love se crean por la acción recíproca de las ondas SH con las capas lisas de la superficie, y las partículas oscilan perpendicularmente a la dirección de propagación de la onda. Las ondas Rayleigh se generan cuando las ondas P y SV interactúan con la superficie terrestre, y las partículas vibran siguiendo una trayectoria elíptica en un plano vertical. (Charca, 2019)
- f. Intensidad de un evento sísmico:* La fuerza de un terremoto es una disposición empírica de la vibración del suelo y el grado de daño que causa en las construcciones y la naturaleza, basada en la percepción humana. Aunque la instrumentación sísmica ha hecho que la intensidad sea menos importante para evaluar los terremotos, sigue siendo relevante para la revisión de la sismicidad histórica y la personalización de las fuentes sísmicas para la valoración del riesgo sísmico. Existen varias escalas de intensidad, tales como la escala modificada de Mercalli, la escala MSK y la escala JMA. La Escala Modificada de Mercalli es la más utilizada en nuestro medio. La fuerza del terremoto se mide mediante entrevistas después del evento y se representan en forma de mapas de líneas de semejante intensidad (isosistas), son más frecuentes en la zona que rodea el epicentro del terremoto y tienden a concentrarse en la zona de ruptura que causó la actividad sísmica. (Charca, 2019)

g. Tipos de sismos: La principal causa de la actividad sísmica en Perú es el proceso de subducción de la meseta de Nazca bajo la meseta sudamericana. Como resultado, hay cuatro tipos de sismos que se pueden distinguir en el país: terremotos en el océano, en la superficie, en el interior del océano y en la corteza. (Charca, 2019) Entre ellos tenemos a los siguientes:

g.1 Sismos intraplaca oceánica: Los sismos intraplaca oceánica, también conocidos como sismos "outer-rise", ocurren en las cercanías de la fosa Perú-Chile y son causados por la deformación de la placa de Nazca al intentar deslizarse bajo el continente, aunque el contacto entre las placas no se mueve al estar acoplado. Estos sismos suelen tener magnitudes menores a 5.0 MW y profundidades menores a 40 km. A pesar de que en la costa peruana estos sismos no son perceptibles debido a la distancia de la fuente sísmica, hay casos en los que pueden ser significativos, como el terremoto frente a las costas de Valparaíso (Chile) en 2001, que alcanzó una magnitud de 6.7 MW.

Figura 2

Sismos interplacas oceánicas



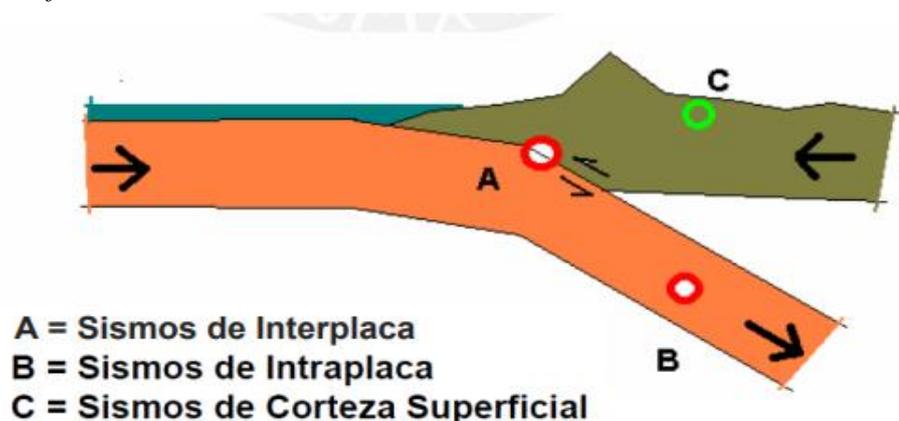
Nota: Revista de Geografía Norte Grande, 2012

g. 2 *Sismos interfase*: Los sismos interfase suceden en la zona de acercamiento entre las placas Sudamericana y de Nazca, cuando la fuerza de cizallamiento entre las placas

supere esa fuerza en esa zona. Por lo general, estos sismos tienen mecanismos focales inversos y profundidades menores a 60 km, pudiendo alcanzar magnitudes de hasta 9.0 MW. Históricamente, han sido los sismos más destructivos en la historia sísmica del Perú, como los terremotos de Lima en 1746 y Arequipa en 1868. También se han producido eventos sísmicos más recientes, como los terremotos de Pisco de 2007. (8.0 MW) y Ático en 2001 (8.4 MW).

Figura 3

Sismos interfase



Nota: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2021

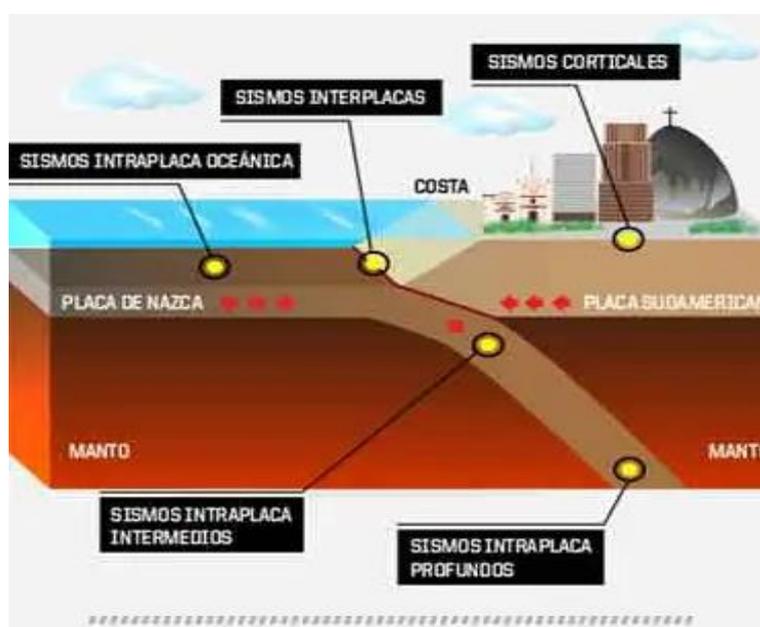
g. 3 *Sismos interplaca:* Cuando el fondo oceánico se subduce bajo un continente, se fractura internamente, creando estas ondas sísmicas, debido al aumento de temperatura y fuerza de gravedad a profundidades superiores a 100 km. A diferencia de los sismos de interfase, estos pueden ser más destructivos. Ejemplos de este tipo de sismos en Perú incluyen los sismos de Lamas en 2005 (7.5 MW) y Tarapacá en 2005 (7.8 MW).

g. 4 *Sismos corticales:* En lo profundo de la placa continental, como resultado de la tectónica de placas y de la actividad sísmica localizada, los terremotos llevan a cabo los sismos corticales. Aunque presentan magnitudes moderadas, su profundidad suele ser menor a 15 km, lo que puede provocar daños significativos en ciudades cercanas al

epicentro. Estos sismos son de tipo compresivo en ambos lados de la Cordillera Andina, en tanto que en la parte superior son extensionales. Algunos ejemplos de terremotos coronales en Perú son el terremoto de Quiches de 1974. (6.5 MW) y el terremoto de Nevado de Huaytapallana de 1969 (6.0 MW), que fueron provocados por la falla de la Cordillera Blanca y la falla de Huaytapallana, correspondientemente.

Figura 4

Sismos corticales



Nota: Geografía fácil (s.f.)

2.1.9. Escalas de los sismos

- a. *Escala de Mercalli:* La escala de Mercalli es una medida manejada para evaluar el ímpetu de un terremoto en un lugar específico en función de los efectos y daños causados a las personas, estructuras y objetos. Esta escala se basa en observaciones subjetivas realizadas por testigos presenciales de un terremoto, que describen los efectos percibidos, como el grado de agitación y el daño a estructuras, mobiliario y otros objetos. La escala de Mercalli se compone de doce grados, que van desde el grado I

(temblor apenas perceptible) hasta el grado XII (destrucción total). A diferencia de la escala de Richter, que se basa en mediciones instrumentales de la energía liberada por un terremoto, la escala de Mercalli evalúa los efectos en el lugar donde ocurre el terremoto. (Gobierno de México, 2017)

Tabla 2

Escalas sismológicas

Grado	Descripción
I	Condiciones especialmente ideales para una sacudida sentida por muy poca gente.
II	La sacudida sólo la siente un pequeño número de individuos en reposo, sobre todo en los pisos superiores de los edificios. Algunas cosas en suspensión pueden incluso equilibrarse solas.
III	Varios individuos no asocian el temblor claramente audible de los interiores de los edificios, especialmente en los pisos superiores, con un temblor. Los motores locomotores pueden movilizarse de manera ligera. Vibraciones como las provocadas por un vehículo pesado al pasar. Vida útil prevista.
IV	Mucha gente dentro sintió la sacudida durante todo el día, pero sólo unos pocos fuera. Despiertan algunos por la noche. Balanceo de puertas, ventanas y alféizares; crujido de paredes. Sensación como si un automóvil pesado fuera a estrellarse contra un edificio.
V	La sacudida se siente a nivel mundial; muchos despiertan. Se rompen algunos trozos de vidrio (cristales de ventanas, etc.); hay algunos casos de aplanados agrietamientos; caen objetos inestables. Se observan efectos dañinos en objetos altos, como árboles y postes. Se mantienen los colgantes.
VI	Marea sacudida sentida a nivel mundial; numerosos son hacia el exterior . Hay muebles de gran peso que se trasladan de un lugar a otro; Hay escasos casos de aplanadas que han caído o se han dañado en chimeneas. Casos mínimos.

Grado	Descripción
VII	<p>Todo el mundo hace anuncios. Al exterior, la gente huye. Daños no esenciales en edificios bien diseñados y construidos. Daños leves registrados en estructuras corrientes bien ejecutadas; daños importantes en estructuras inacabadas o poco planificadas; infestación de diversas especies de chimeneas. Acceso de conductores de vehículos en movimiento.</p>
VIII	<p>En los edificios con un diseño muy bueno, los daños son mínimos; en los edificios ordinarios con derrumbamiento parcial, son considerables; y en las estructuras mal construidas, son grandes. De sus armaduras se desplazan los muros. Colapso de chimeneas, columnas, monumentos y muros, así como de estanterías de productos en almacenes de fábricas. Pesados muebles se vuelven. Cantidades proyectadas de piedra y grava. El nivel de agua de los estanques cambia. Se produce una falta de control en los individuos que conducen carros motorizados.</p>
IX	<p>Daños importantes en estructuras bien diseñadas; los refuerzos de las estructuras bien planificadas se derrumban; los edificios sólidos sufren grandes daños, incluido el derrumbe parcial. Desde sus cimientos, los edificios se desplazan. Se produce una importante erosión del suelo. Las tuberías subterráneas revientan.</p>
X	<p>Muchas estructuras de madera bien construidas se derrumbaron; la sobrecarga y las grietas provocaron el colapso de la mayoría de las estructuras de madera y blindadas. Hay daños significativos en el suelo. Las vías del tren están selladas. En las montañas y fuertes pendientes se producen grandes terremotos. El agua del río les cala hasta sus fines.</p>
XI	<p>La mampostería se mantiene en gran medida. Puentes dañados. Poblaciones en el terreno. Las conducciones subterráneas se han quedado sin servicio. Discrepancias y grietas en el papel liso. Importante ramificación de los caminos forestales.</p>
XII	<p>Devastación total. Percepciones de ondas en el terreno. Efectos dañinos en los coeficientes de nivel. Objetos lanzados al aire en dirección ascendente.</p>

- b. Escala de Richter: La escala de magnitud o de Richter, establecida por el sismólogo Charles Richter en 1935, es una medida cuantitativa de la energía sísmica liberada en un terremoto, que va desde 1 hasta un valor abierto. Se basa en la amplitud de las ondas registradas en un sismograma y es la forma más ampliamente utilizada para clasificar los terremotos. A diferencia de la escala de Mercalli, la escala de Richter mide la magnitud de un sismo en lugar de la intensidad. Aunque teóricamente no tiene límite superior, un terremoto de magnitud 9 en la escala de Richter se considera extremadamente poderoso y podría causar una "destrucción total". En 1960, Chile fue escenario del mayor terremoto nunca documentado, con una magnitud Richter de 9,5 grados.

Tabla 3

Escala Richter

Magnitud, escala Richter	Efectos del sismo o terremoto
Menos de 3.5	Generalmente no se siente, pero es registrado
3.5-5.4	A menudo se siente, pero sólo causa daños menores
5.5-6.0	Ocasiona daños ligeros a edificios
6.1-6.9	Puede ocasionar daños severos en áreas donde vive mucha gente
7.0-7.9	Terremoto mayor. Causa graves daños
8 o mayor	Gran terremoto. Destrucción total a comunidades cercanas

Nota: Gobierno de México (2017)

III. MÉTODO

3.1. Tipo de investigación

La aplicación del paradigma cuantitativo positivista será la base de la investigación, ya que será posible reconocer a los objetivos de la presente investigación utilizando parámetros y características numéricas. Adicionalmente, fue posible establecer parámetros y rangos comparativos de los sistemas de DL y ladrillo confinante a través del análisis de resultados cuantitativos, los cuales serán utilizados para comparar con las normas reglamentarias nacionales e internacionales de construcción civil. (Sánchez, 2019)

Además, se basará en el diseño descriptivo de tipología aplicada para este estudio. Según Díaz et al. (2021), El fundamento de los estudios descriptivos es reunir información suficiente para determinar los límites de comportamiento de los distintos fenómenos o variables intrínsecas en el marco de un estudio de la situación. Además, está recogida de datos sobre el terreno ayuda a comprender el tipo de estructuras establecidas en el sector de análisis.

Por consiguiente, el diseño de un estudio de investigación aplicada es tal que fomenta el uso de las herramientas necesarias para alcanzar los objetivos planteados, y que estas herramientas también tienen efectos directos o indirectos en el contexto o el área geográfica de la tesis.

3.2. Ámbito temporal y espacial

En términos cronológicos, la realización de la indagación se basará en un período importante denominado encuesta transversal que promovió la recopilación de análisis técnicos y económicos para responder a los objetivos del estudio. Esto promoverá la alineación de la estructura actual con respecto a las paredes AC y DL de la estructura del establecimiento de salud. Además, facilitará el análisis de parámetros comparativos para establecer las características estructurales. El segundo momento consistirá en el análisis numérico para

demostrar el comportamiento estructural frente a estos movimientos. En el mismo año de análisis, las plantas y las ejecuciones de los proyectos se cargaron a través de las cartas enviadas a Re Construcción con los cambios. En este sentido, se considerará un plazo de tres meses para la ejecución del proyecto de investigación, así como de doce meses para la ejecución de la toma de datos de obra.

Se celebrará en el establecimiento sanitario San José I-2, situado en el distrito de San José de la provincia y departamento de Lambayeque, en Perú, desde el punto de vista espacial.

3.3. Variables

3.3.1. Variable independiente

Aquí vemos la variable independiente general del artículo.

Y: evaluación técnico-económico (esto se conoce como al análisis de los sistemas y metodologías empleadas dentro de la estructura objeto de estudio)

Dimensiones:

- Análisis de comportamiento entre los pabellones o pisos (distorsión)
- Análisis de distribución estructural (densidad de los muros de análisis versus la cortante)
- Observación de la configuración estructural (excentricidad)
- Observación del presupuesto del proyecto (análisis económico)

3.3.2. Variable dependiente

Sistemas de MDL y AC.

Dimensiones

- Cimentación (empotramiento y no dimensionamiento)
- Características del armazón (peso y dimensiones del suelo)
- Paralelo de corte basal (cortante por pabellón o piso)

3.4. Población y muestra

Se tomará en consideración como población el establecimiento de salud San José, dentro de este territorio con el pasar del tiempo se han establecido estructuras básicas de hasta 5 pisos de capacidad, asimismo, estas mismas edificaciones tienen una caracterización de suelo igualitaria y cumplen con los diseños estructurales de AC.

Para el establecimiento del ejemplar se tomará en consideración el análisis descriptivo cualitativo de la obra en cuestión por lo que se tomará en consideración una muestra no probabilística bajo la caracterización necesaria para dar respuesta a los objetivos de estudio. En tal sentido, se tomará en consideración como muestra la edificación del proyecto del establecimiento de salud el cual comprende 4 bloques, donde el bloque 1 pertenece al área asistencial, administrativa y de servicios y este lo compone 3 pisos estructurales; 2 bloques secundarios (2 y 3) que forman parte del área asistencial y servicios generales, y bloque 4 que es el control de ingreso compuesto por 1 piso.

3.5. Instrumentos

Dentro de las técnicas e instrumentos se considerará de forma preliminar el análisis estructural como instrumento pionero del estudio. Asimismo, se utilizará la hoja de cálculo Excel para los compendios numéricos de los resultados, información de obra como la memoria descriptiva y folios en cuanto al diagnóstico arquitectónico y estructural de la misma. Aunado a ello, se considerará softwares de análisis estructural.

3.6. Procedimientos

En la siguiente investigación, la metodología se utiliza en su conjunto; además, se asocia a la recogida de muestras y la observación directamente. En tal sentido, se tomará en consideración la siguiente estructura cronológica de procedimiento:

- Coordinación preliminar con las autoridades competentes del área y obra de análisis.

- Recaudación de los antecedentes y bibliografía
- Reconocimiento del área
- Planificación del trabajo de campo
- Revisión de la normativa vigente
- Evaluación inicial del impacto ambiental del proyecto.
- Análisis del establecimiento de salud San José en cuanto al reconocimiento estructural y descripción del caso de estudio
- Establecimiento de los planos de arquitectura de todos los pisos de los bloques
- Diseño de albañilería confinada
- Procedimiento y medición de las cargas
- Análisis de la ubicación preliminar de las columnas
- Configuración estructural (análisis de regularidad e irregularidad)
- Análisis sísmico dinámico
- Diseño de MDL.
- Procedimiento y medición de las cargas
- Análisis de la ubicación preliminar de las columnas
- Configuración estructural (análisis de regularidad e irregularidad)
- Análisis sísmico dinámico
- Análisis de presupuesto
- Programación de obra
- Planos correspondientes de obra
- Resultados
- Recomendaciones y conclusiones.

3.7. Análisis de datos

Una vez finalizado el tratamiento de las reseñas, se puede extraer el objetivo de la búsqueda a partir de las distintas variables establecidas en el cuadrado de la matriz de contingencia. Obtención del resultado del tratamiento de datos mediante programas de simulación. Los resultados del análisis descriptivo y correlacional se presentarán en tablas, gráficos y cuadros una vez realizada una prueba estadística correlacional, con el empleo de nociones teóricas. Asimismo, los resultados obtenidos por cada sistema estructural serán sometidos a un análisis comparativo. Las hipótesis establecidas y los hallazgos obtenidos formarán la base de la interpretación de los datos.

3.8. Consideraciones éticas

La aplicación se definirá por su carácter normativo, qué se necesitará para proteger la personalidad de los participantes cuando trabajen con instrumentos estándar como la Norma Técnica, en la que no se incluyen datos ni métodos de identificación de los examinados. De igual forma, previo a la aplicación o comparación de la norma, el análisis y recolección de datos en campo se realizará después de que las autoridades correspondientes hayan aprobado lectura del formulario de autorización del participante para determinar el alcance del estudio y el uso de los datos; será decisión personal de ellos permanecer o retirarse del entorno donde se aplicarán las muestras e información.

IV. RESULTADOS

Establecimiento de la conducta de la interrelación suelo-estructura en los Sistemas de MDL y AC.

Evaluación y diseño estructural

La evaluación y diseño de la estructura de los sistemas constructivos se plantea, así como una opción en la edificación de casas plurifamiliares y de servicios, tanto si se construyen con métodos convencionales (albañilería de hormigón) como con sistemas industrializados (albañilería limitada). Para obtener un comportamiento más realista, se ha estudiado el comportamiento de la flexibilidad de la cimentación conocida como Interacción suelo-estructura. De este modo, se puede saber que el mercado de la edificación de Lambayeque se encuentra preparado para optar por sistemas constructivos de calidad, dejando atrás la autosuficiencia constructiva y las deficiencias de los sistemas constructivos por su falta de planteamientos basados en la realidad.

A partir de la idea de que cualquier estructura deberá ajustarse a los requisitos de las normas vigentes de diseño sísmico y diseño estructural, los parámetros evaluados en esta averiguación serán los semejantes en cada uno de los casos. Para lograr este objetivo, se utilizará como punto de referencia espacial el establecimiento de salud San José I-2, situado en San José, en la provincia y departamento de Lambayeque, Perú. BLOQUE 1

Alcance

Siguiendo las directrices establecidas en las Normas Técnicas del RNE, los edificios han sido construidos y diseñados para alcanzar un buen comportamiento bajo cargas sometidas a determinadas acciones sísmicas externas, así como a acciones internas relacionadas con la Masa Propia, la Sobrecarga y las Instalaciones.

BASES PARA EL DISEÑO

Normas Prácticas del RNE

- NTE E020 "Cargas"
- NTE E030 "Diseño Sismo Resistente".
- NTE E050 "Suelos y Cimentaciones".
- NTE E060 "Concreto Armado".
- NTE E070 "Albañilería"
- NTE E090 "Estructuras Metálicas"

Hipótesis de análisis

El estudio de cada construcción se creó con la utilización de un software de modelamiento para la evaluación estructural. Los diferentes módulos se examinaron utilizando modelos pseudo tridimensionales, que suponían que serían infinitamente rígidos delante a las acciones sobre su superficie.

Durante el análisis, se observó un funcionamiento elástico y lineal. Las vigas y los pilares se dibujaron como líneas rectas. Los objetos de entrepiso fueron representados como componentes de área. Se evaluaron únicamente los elementos estructurales en los modelos. No obstante, los elementos no estructurales se incluyeron en el programa en calidad de soportes de carga, ya que no contribuyen significativamente a la rigidez y la resistencia del edificio.

Propiedades de los materiales

Concreto:

Los elementos estructurales de concreto armado de la edificación cuentan con un $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y $E_c = 250,998 \text{ kg/cm}^2$.

Acero:

Para el acero de refuerzo en estructuras de concreto armado se adoptado los valores de $F_y=4,200 \text{ kg/m}^2$ y $E_s= 2038,900 \text{ kg/cm}^2$.

Cargas verticales:

A conformidad con la norma de Cargas, E-020, se evaluaron las cargas verticales. Las dimensiones reales se utilizaron para estimar los pesos de las vigas, pilares y carriles, considerando una densidad específica de 2.400 kg/m^3 . También se incluyó el cálculo del peso de 100 kg/m^2 del suelo y los elementos de acabado de la cubierta.

Para el quirófano, el laboratorio y las zonas de servicio, la carga viva es de 300 kg/m^2 , para los cuartos, con una densidad de 200 kg/m^2 , para aceras y escaleras 400 kg/m^2 , y para calzadas de asfalto 100 kg/m^2 .

Para la tabiquería, 100 kg/m^2 , es el valor del peso muerto.

Operaciones de sismo

Conforme a la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente", se llevó a cabo el análisis sísmico», utilizando la superposición espectral modal, esto es, basándose en el uso de frecuencias de origen natural y modalidades de vibración que pueden ser determinadas por un proceso de cálculo que tenga en cuenta adecuadamente las peculiaridades de rigidez de la estructura y la asignación de masas. La herramienta utilizada fue CQC. Se utilizaron los siguientes parámetros sísmicos, tomando en consideración las propiedades del suelo, las peculiaridades de la estructura y las opciones de utilización:

Combinación de cargas

Las combinaciones de carga para la estimación son las determinadas en el RNE:

- a) $1.4D+1.7L$
- b) $1.25D+1.25L_{\pm}1.00SX$
- c) $1.25D+1.25L_{\pm}1.00SY$

$$d) 0.9D \pm 1.00S_X$$

$$e) 0.9D \pm 1.00S_Y$$

En donde:

D = Carga muerta

L: Carga viva

S_x S_y: Sismo en las direcciones W e Y respectivamente

EVALUACIÓN SISMICA

Zonificación:

De acuerdo con la vigente Norma E.030 de Diseño Sismo Resistente, asigna un factor Z a cada una de las zonas determinadas por la distribución de niveles de sismicidad del territorio nacional. Para el caso de la región Costa, le corresponde Z= 0.45 correspondiente a la zona 4, de acuerdo a la Tabla N°1 de la norma E.030.

Parámetros del suelo:

Los perfiles del suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades geotécnicas, consignando la velocidad de propagación de las ondas de corte para establecer los tipos de estratos y sus espesores de acuerdo a la clasificación. Los valores para el factor de suelo S, se tomará de la Tabla N°3 del artículo 13 de la norma E.030.

Factor de amplificación sísmica:

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

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

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 (T_p/T_L)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 (T_p \cdot T_L / T^2)$$

Depende de los parámetros de sitio T_p y T_L , los cuales son extraídos de la Tabla N°4 de la norma E.030, y solo dependen del tipo de perfil de suelo.

Clase de las edificaciones

Dependiendo de la clase de uso del edificio, cada estructura debe recibir una calificación. En este caso, dado que el edificio se destina a un centro de salud, se considera un edificio esencial A2. Por lo tanto, su factor de utilización será igual a $U=1,5$ para este análisis. El valor se extrae según la tabla n° 5 de la norma E.030.

Sistemas estructurales

Los sistemas estructurales se categorizan en función de los materiales utilizados y del sistema sísmico prevaleciente en esa dirección. Un factor de reducción de la fuerza sísmica R se eligió según la clasificación de la estructura.

Se establece el sistema estructural de acuerdo a las definiciones que surgen en el artículo 16 de la Norma E.030. Los sistemas estructurales autorizados según la categoría del edificio y la zona sísmica se especifican en la Tabla n° 6 (artículo 17).

Configuración analizada (bloque 1)

Los resultados del análisis de la configuración del Bloque 1 se muestran con el fin de verificar el coeficiente de disminución de la respuesta de sismo y los elementos de anomalía según el Anexo I «Procedimiento sugerido para determinar las labores de sismo» de la Norma E030.

Medidas para el análisis sísmico – Bloque 1

A continuación, se indican las medidas de diseño antisísmico:

Elemento de zona	$Z = 0.45$ (Zona 4)
Elemento de utilización e importancia	$U = 1.50$ (Categoría A2)

Elemento de suelo	$S = 1.10$ (Suelo S3)
Tiempo de suelo	$T_p = 0.50$, $T_L = 1.00$
Tiempo primordial	$T = h_n/C_t$
Donde:	$h_n = 12.75$ m
	$C_t = 60.00$
	$T = 0.21$ s

Elemento de aumento sísmica

El periodo estructural básico, T , es igual a 0,21 s, como se indica en las fórmulas presentadas en el punto 2.1.4; por lo tanto, $T < T_p$.

$$C = 2.50$$

Elemento de disminución de la Respuesta

Como primer análisis, disponemos de muros estructurales, pilares y vigas de hormigón armado para el elemento de reducción.

Sentido X-X Sistema estructural de MCA $R = 6.0$

Sentido Y-Y Sistema estructural de MCA, $R = 6.0$

El procedimiento utilizado para obtener los resultados se ha basado en el artículo 28 de la norma E.030.

Fuerza de corte en la Base

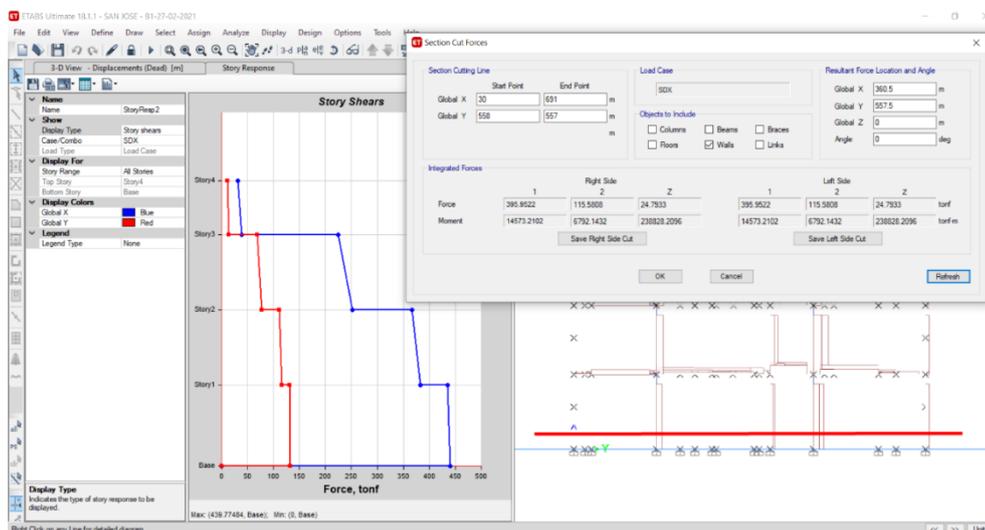
La siguiente expresión se utiliza para definir la carga de compresión en los pilares de un edificio como parte del peso total del edificio:

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

Trabajo de corte en muros estructurales

Figura 5

Demostración de R – BLOQUE 1



En la dirección X, se analiza la cortante asumida por los muros estructurales en esa dirección.

$\sum V$ cortante en Muros Estructurales X-X = 395.95 ton

$V_{X-X} = 439.77$ ton

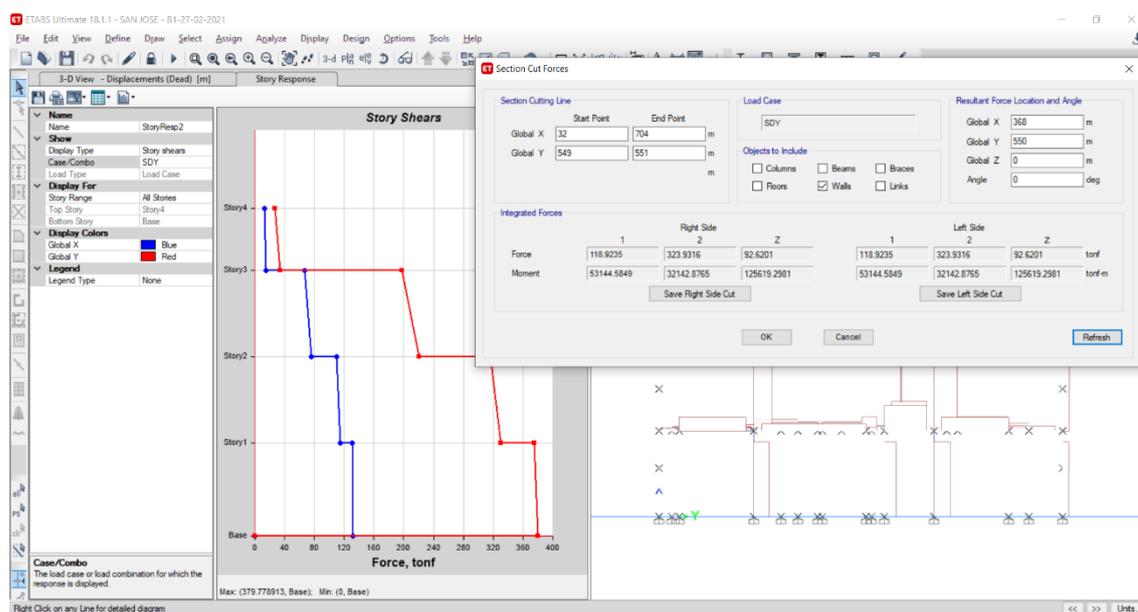
% $\sum V$ cortante Muros Estruct. X-X = 90.03 % \geq 70 %

Debido a que la resistencia sísmica, está dada predominantemente por los muros estructurales de concreto armado, los cuales toman más del 70% de la fuerza cortante en la base en la dirección X, se confirma el Sistema de Estructuración de Muros Estructurales, según artículo 16 de la Norma E.030.

$R_{x-x} = 6$

Figura 6

Fuerza de corte en el sentido Y



En la dirección Y, se analiza la cortante asumida por los muros estructurales en esa dirección.

$$\sum V_{\text{cortante en Muros Estructurales Y-Y}} = 323.93 \text{ ton}$$

$$V_{Y-Y} = 379.78 \text{ ton}$$

$$\% \sum V_{\text{cortante Muros Estruct. Y-Y}} = 85.29\% \geq 70\%$$

Debido a que la resistencia sísmica está dada predominantemente por los muros estructurales de concreto armado, los cuales toman más del 70% de la fuerza cortante en la base, en la dirección Y, según artículo 16 de la Norma E.030, resulta Sistema de Estructuración de Muros Estructurales:

$$R_{y-y} = 6$$

En el análisis estructural se ha hecho una evaluación de acuerdo a la norma sismorresistente en sistema estructural, resistencia en ambas direcciones y efecto rotacional,

corroborando con el modelo y los cálculos presentados en la presente memoria, de acuerdo al artículo 16.1 de la norma E.030.

Factores de irregularidad en altura

a) Irregularidad de rigidez – Piso blando

Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.

Las distorsiones de entrepiso en las direcciones de análisis se muestran a continuación:

Tabla 4

Bloque 1 anomalía de piso blando – sentido X

TABLE: Story Stiffness						
Story	Load Case	Shear X tonf	Drift X m	Stiffness X tonf/m	Ki/Ki+1 f1	K1/prom(Ki+1,Ki+2,Ki+3) f2
N3	SH	252.4594	0.015004	16826.1397		
N2	SH	382.6843	0.009377	40810.95233	2.4254	
N1	SH	439.7748	0.003684	119374.2671	2.9251	
VALORES MÍNIMOS DE:					Irregular si:	Condición
	Ki/Ki+1	f1		2.43	f1<0.70	Regular
	K1/prom(Ki+1,Ki+2,Ki+3)	f2		1.00	f2<0.80	Regular
	Descripción			Valor		Unidad
	Irregular			No		-
	Lp			1.00		.

Tabla 5*Bloque 1 anomalía de piso blando – sentido Y*

TABLE: Story Stiffness						
Story	Load Case	Shear Y tonf	Drift Y m	Stiffness Y tonf/m	Ki/Ki+1 f1	K1/prom(Ki+1,Ki+2,Ki+3) f2
N3	SH	220.1186	0.010403	21159.1464		
N2	SH	329.8771	0.006392	51607.80663	2.4390	
N1	SH	379.7789	0.00244	155647.0902	3.0160	
VALORES MÍNIMOS DE:					Irregular si:	Condición
	Ki/Ki+1	f1		2.44	f1<0.70	Regular
	K1/prom(Ki+1,Ki+2,Ki+3)	f2		1.00	f2<0.80	Regular
	Descripción			Valor		Unidad
	Irregular			No		-
	Lp			1.00		.

Nota No irregularidad de rigidez - suelo blando se observa en ninguna de los sentidos del estudio.

b) Anomalía de Resistencia – Piso débil

Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones del análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Los elementos resistentes a las fuerzas cortantes (columnas y placas) son constantes a través de los distintos pisos.

Por lo tanto, NO presenta irregularidad de rigidez - piso débil en ambos sentidos de análisis.

c) Irregularidad de masa o peso

Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

Tabla 6

Irregularidades de la materia o el pesaje

TABLE: Centers of Mass and Rigidity – Dirección X						
Story	Diaphragm	Mass X tonf-s ² /m	Pi/Pi-1 f1	Pi/Pi+1 f2	Verificación f1<1.50 f2 <1.50	
N3	D1	51.57		1.01		Ok
N2	D1	51.12	0.99	1.00	Ok	Ok
N1	D1	51.19	1.00		Ok	
	Descripción		Valor		Unidad	
	Irregular		No		-	
	lp		1.00		-	
TABLE: Centers of Mass and Rigidity – Dirección Y						
Story	Diaphragm	Mass X tonf-s ² /m	Pi/Pi-1 f1	Pi/Pi+1 f2	Verificación f1<1.50 f2 <1.50	
N3	D1	51.57		1.01		Ok
N2	D1	51.12	0.99	1.00	Ok	Ok
N1	D1	51.19	1.00		Ok	
	Descripción		Valor		Unidad	
	Irregular		No		-	
	lp		1.00		-	

Nota: No se aplica en azotea ni en sótanos

Por lo tanto, no hay irregularidades de masa o peso en ninguna dirección de análisis.

d) Irregularidad geométrica vertical

Cuando la dimensión de la sección transversal de la estructura portante es más de 1,3 veces la dimensión correspondiente en un piso adyacente, en cualquiera de las direcciones de

análisis, la configuración es irregular. Tanto las azoteas como los sótanos no cumplen este criterio.

Para cada nivel, se mantiene una planta típica regular, senza cambios en sus dimensiones a través de los distintos niveles.

Por lo tanto, la edificación NO presenta este tipo de irregularidad.

e) Discontinuidad en los sistemas resistentes

Cuando cualquier elemento que resista una fuerza de corte superior al 10% presenta una desalineación vertical, ya sea debido a un cambio de orientación o a un desplazamiento del eje de magnitud superior al 25% de la dimensión correspondiente del elemento, la estructura se clasifica como irregular.

Los elementos verticales resistentes son continuos, con las mismas dimensiones y sin ninguna deformación en el suelo actual.

Como resultado, NO hay irregularidad o discontinuidad en los sistemas resistentes para ambas vías.

Factores de anomalía en planta

a) Anomalía torsional

Cuando la deformación por tensión relativa máxima en un extremo del edificio ($\Delta_{\text{máx}}$) en esa dirección, calculada con excentricidad accidental, es superior a 1,3 veces la deformación por tensión relativa media en los mismos extremos del edificio bajo la misma condición de carga (Δ_{prom}), entonces existe irregularidad torsional en cualquier dirección de análisis.

Este criterio sólo se aplica a edificios con vigas rígidas y sólo si el desplazamiento relativo máximo durante la carga es superior al 50% del desplazamiento admisible.

Si el desplazamiento relativo máximo durante la inyección es superior al 50% del desplazamiento admisible, se considerará que la inyección se ha realizado correctamente.

Tabla 7*Bloque 1 distorsiones en las dos direcciones*

TABLE: Story Max/Avg Drifts						
Story	Load	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Verification
	Case/Combo		m	m		
N3	SHMax	X	0.006668	0.006157	1.083	Ok
N2	SHMax	X	0.006622	0.006178	1.072	Ok
N1	SHMax	X	0.004273	0.003985	1.072	Ok
	Description		Valor		Unidad	
	Irregular		No		-	
	lp		1.00		-	

TABLE: Story Max/Avg Drifts						
Story	Load	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Verification
	Case/Combo		m	m		
N3	SHMax	Y	0.006975	0.005487	1.271	Ok
N2	SHMax	Y	0.007198	0.005552	1.296	Ok
N1	SHMax	Y	0.00454	0.003576	1.270	Ok
	Description		Valor		Unidad	
	Irregular		No		-	
	lp		1.00		-	

Nota. Así pues, el edificio no muestra ninguna anomalía de torsión en ninguna dirección.

b) Esquinas de entrada

Se define como estructura irregular aquella que tiene esquinas cuyas dimensiones en ambas direcciones son superiores al 20% de la dimensión total de la planta correspondiente. La disposición típica de la estructura, a través de los distintos niveles, le confiere una forma rectangular.

No hay esquinas entrantes para ninguna dirección ya que la edificación no posee aberturas.

c) Discontinuidad del diafragma

Se entiende por estructura irregular los discos con discontinuidades pronunciadas o variaciones significativas de la rigidez, como aberturas que cubren más del 50% de la superficie del disco. También existe incoherencia cuando, para cualquier dirección de análisis y en cualquier planta, hay una fractura transversal de la diáfisis con un área resistente neta inferior al 25% del área de la sección transversal total en la misma dirección, calculada con las dimensiones totales de la planta.

Como el edificio tiene aberturas más pequeñas, NO hay discontinuidad diafragmática en ninguna dirección.

d) Sistemas no paralelos

Cuando los elementos que resisten los esfuerzos de corte no son de la misma dirección en ninguna de las orientaciones de análisis, se considera que hay irregularidades.

Esta regla no se aplica cuando las esquinas de los postes o paredes forman ángulos inferiores a 30 grados, o cuando los elementos no paralelos resisten menos del 10% de la fuerza de corte del suelo.

Dicha estructura no dispone de sistemas no paralelos, ya que tiene una planta constante típica con ejes resistentes perfectamente paralelos a ambas direcciones de análisis.

Como resultado, NO existe ningún tipo de irregularidad para ninguna de las dos direcciones del edificio.

Elementos de anomalía en planta y altura:

Según la Tabla N° 10, no se aceptarán anomalías para los Edificios Fundamentales Categoría A2. Categoría y Periodicidad de los Edificios, Artículo 21 del R.N.E. 0.30, que hayan sido previamente verificadas. Así como:

Para el estudio de sismos:

Dirección X-X

$$I_a = 1.00$$

$$I_p = 1.00$$

$$R = R_0 \times I_a \times I_p = 6 \times 1.00 \times 1.00 = 6.00$$

Dirección Y-Y

$$I_a = 1.00$$

$$I_p = 1.00$$

$$R = R_0 \times I_a \times I_p = 6 \times 1.00 \times 1.00 = 6.00$$

Aceleración espectral

Para cada una de las direcciones examinadas, la aceleración espectral puede calcularse utilizando un espíritu elástico de pseudo-aceleraciones que se define por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g$$

Tabla 8

Medidas para el análisis sísmico – bloque 1

Medidas para la Evaluación sísmico – BLOQUE 1		
Elemento de zona (Zona 4)		$Z = 0.45$
Elemento de utilización e importancia (Categoría A2)		$U = 1.50$
Elemento de suelo (S3)		$S = 1.10$
Períodos preponderantes del suelo		$T_p = 1.00 \text{ s}$ $T_L = 1.60 \text{ s}$
Disminución de respuesta	Muros estructurales de concreto armado	$R_{X-X} = 6.00$ $R_{Y-Y} = 6.00$

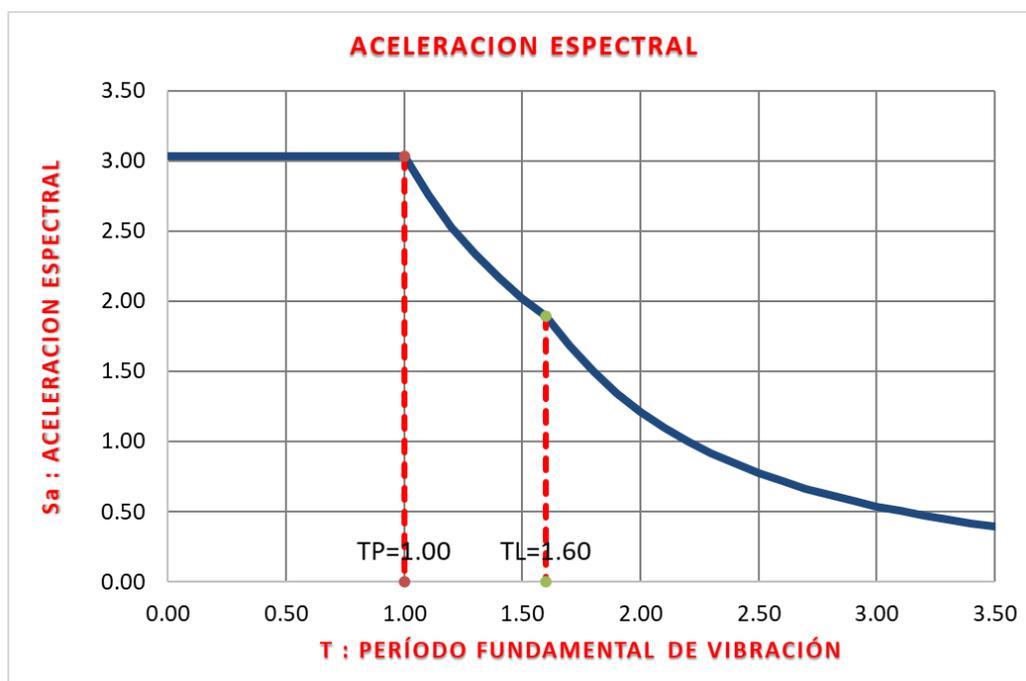
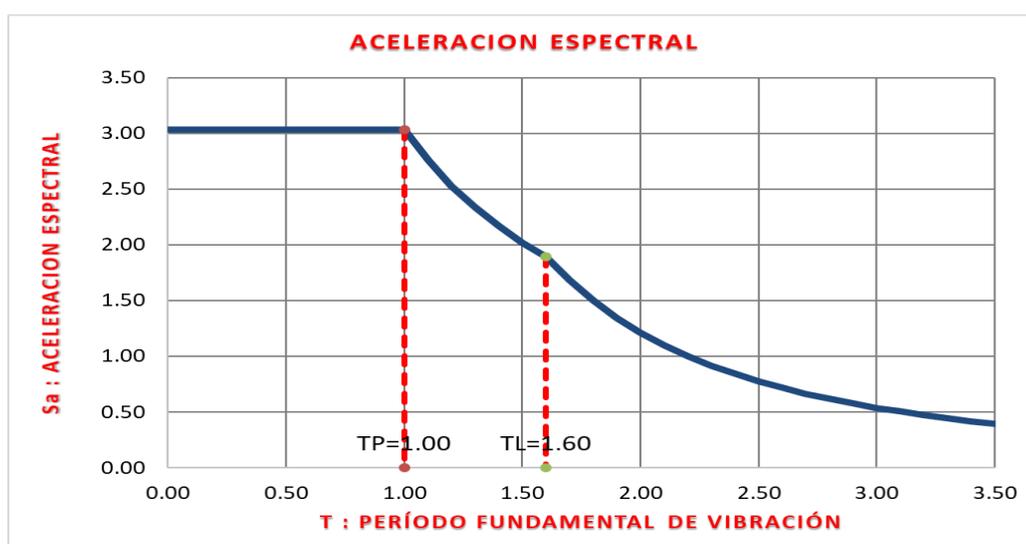
Figura 7*Aceleración espectral***Figura 8***BLOQUE 1 Supuesto Aceleraciones Espectrales en la dirección X-X. R.N.E. E.030, 2018.*

Figura 9

Bloque 1 supuesto aceleraciones espectrales en la dirección Y-Y. R.N.E. E.030, 2018.

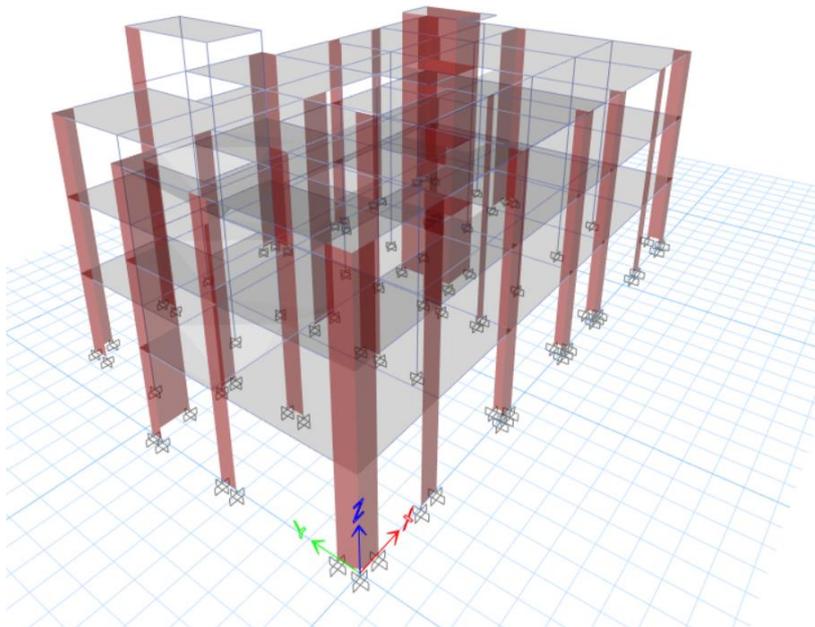


Figura 10

Bloque 1 modelo 3D, para el análisis

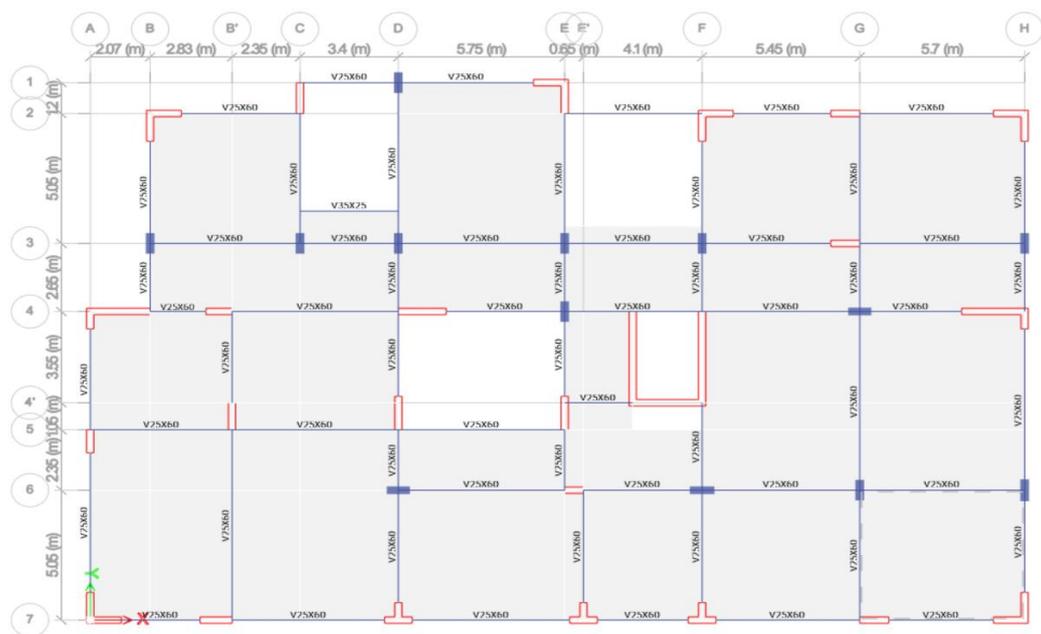


Figura 11

Bloque 1 vista de la planta del módulo examinado

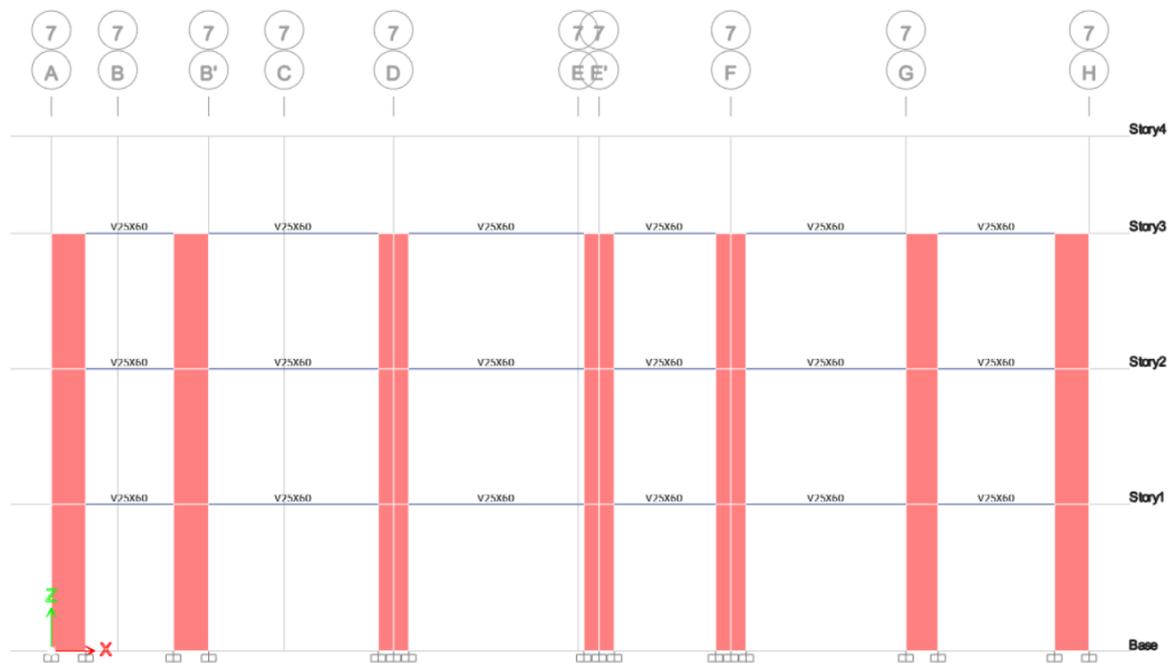
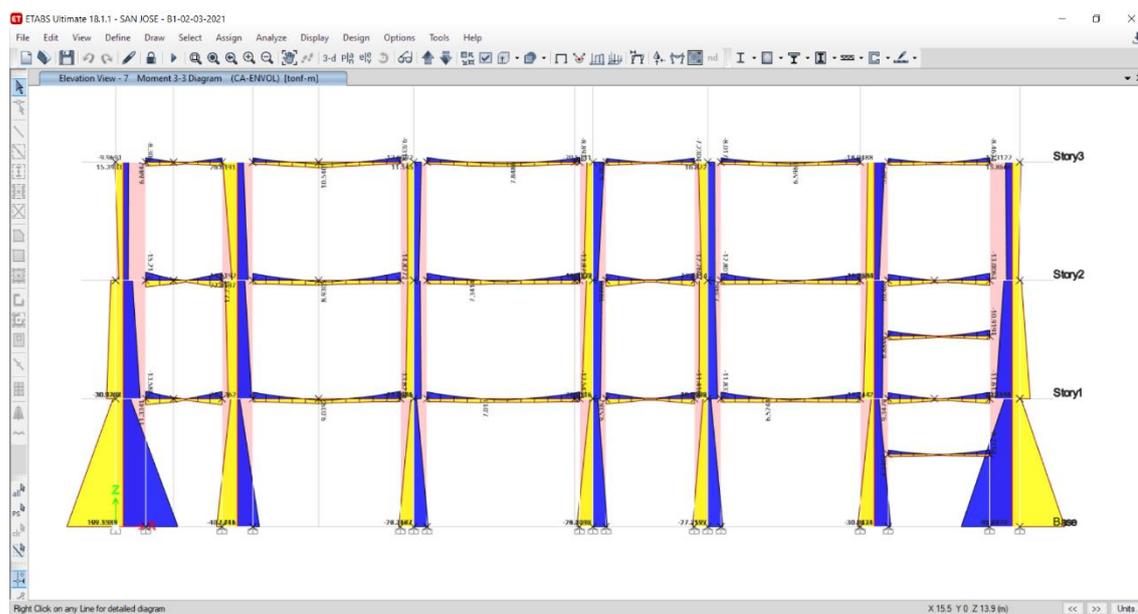


Figura 12

Bloque 1 mirada de prominencia del módulo examinado



Masa de la estructura

Para la estimación de la masa se evaluaron según lo especificado en la norma de Diseño Sismo Resistente E.030 (Artículo 26) y en la norma de Cargas E.020. Se incluyeron para la carga muerta las masas de las losas, vigas, columnas, tabiquería, acabados de piso y techo. Además, para la carga viva, 25% en la azotea. En la tabla siguiente se indican las masas en cada nivel.

Tabla 9

Bloque 1 masa por piso

Story	Diaphragm	Mass X tonf-s²/m	Mass Y tonf-s²/m	XCM m	YCM M
Story1	D1	51.56847	51.56847	16.5272	9.72
Story2	D2	51.12252	51.12252	16.451	9.7622
Story3	D3	51.18978	51.18978	16.5292	9.9019
Story4	D4	5.05532	5.05532	12.1387	17.9067
Story4	D5	0.64572	0.64572	19.95	9.6161

Modos de vibración

El software de modelamiento para el análisis estructural determina las rigideces y calcula las frecuencias naturales y los modos de vibración de las estructuras.

Tabla 10*Duraciones y recurrencias*

MODO	DURACIÓN	RECURRENCIA (CYC/SEC)	RECURRENCIA (RAD/SEC)	EIGEN (RAD/SEC)^2
1	0.447	2.236	14.0514	197.443
2	0.407	2.459	15.4499	238.7005
3	0.345	2.896	18.1981	331.1726
4	0.132	7.571	47.5727	2263.1591
5	0.113	8.883	55.8218	3115.0699
6	0.1	9.967	62.6239	3921.7466
7	0.089	11.265	70.7784	5009.5874
8	0.064	15.664	98.4177	9686.0393
9	0.056	17.969	112.9025	12746.9768

Nota. La norma E.030 establece en su artículo 29 que deben tenerse en cuenta los modos de vibración cuyas masas efectivas totales constituyan al menos el 90% de la masa de la estructura.

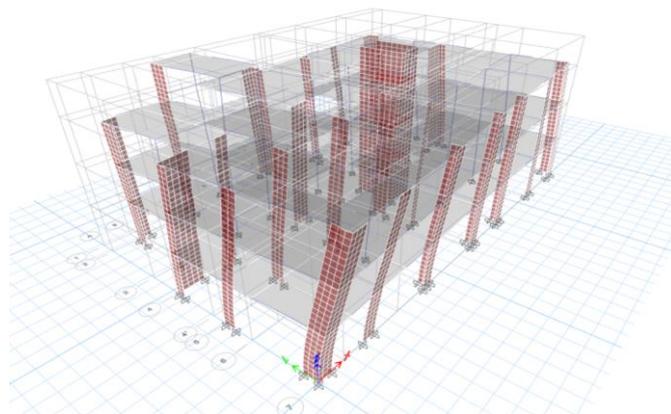
Tabla 11*Duración y Participación de Masas Efectivas*

MODO	DURACIÓN	INDIVIDUAL (PERCENT)		MODE CUMULATIVE SUM (PERCENT)	
		UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0.447	0.1755	0.1516	0.1755	0.1516
2	0.407	0.5851	0.1031	0.7606	0.2546
3	0.345	0.0138	0.5085	0.7743	0.7631
4	0.132	0.0494	0.0039	0.8237	0.767
5	0.113	0.0325	0.0433	0.8562	0.8104
6	0.1	0.0836	0.0077	0.9398	0.8181
7	0.089	6.666E-06	0.1066	0.9398	0.9247
8	0.064	2.379E-05	0.02	0.9398	0.9447
9	0.056	0.0077	0.0076	0.9475	0.9523
10	0.053	0.0283	0.0005	0.9758	0.9528
11	0.048	0.0007	0.0024	0.9765	0.9552
12	0.044	0.0018	0.0006	0.9783	0.9558

Nota. Después, se exponen los movimientos y movimientos de los tres primitivos modos de oscilación distintivos.

Figura 13

Bloque 1 mirada del modelo en la condición de vibración 1 ($T=0.447$ s)

**Figura 14**

Bloque 1 mirada del modelo en la condición de vibración 2 ($T=0.407$ s)

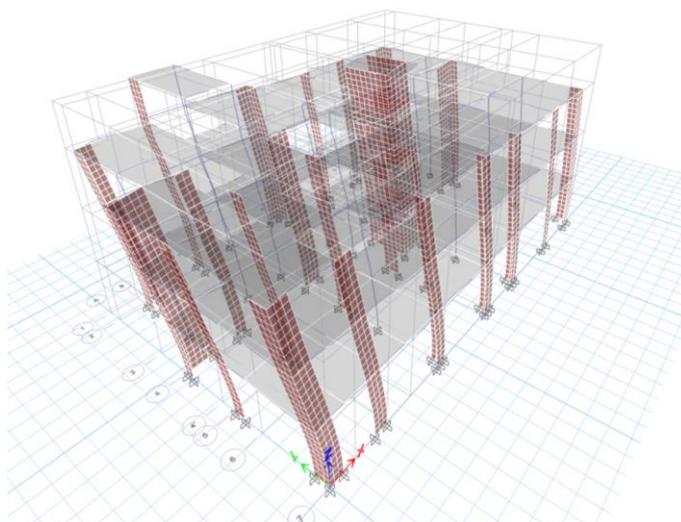
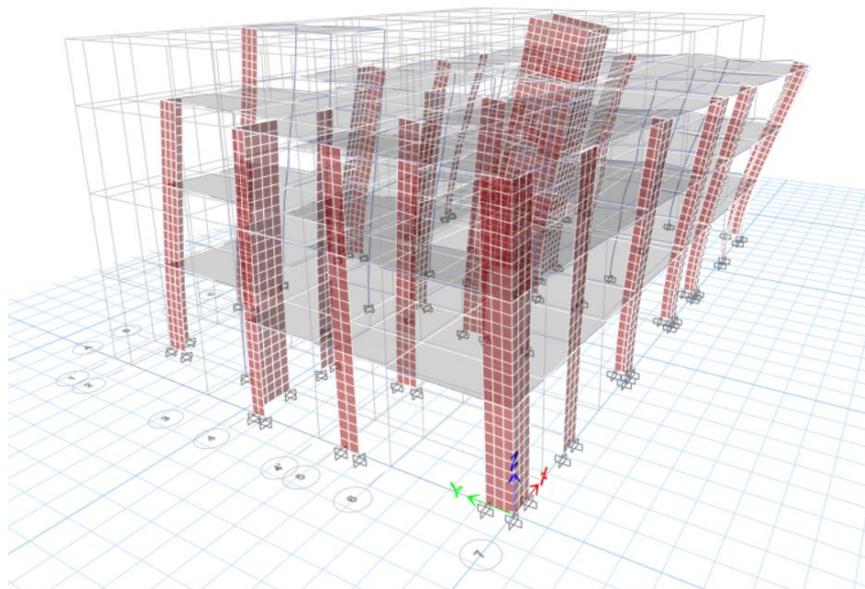


Figura 15

Bloque 4 Mirada del modelo en la condición de vibración 3 ($T=0.345\text{ s}$)



Fuerza de corte en la base por cargas estáticas

A fin de determinar la carga sísmica, los factores que influyen en el cálculo del peso de la estructura incluyen el peso propio del edificio, el peso considerado y el peso del pilote a media altura.

Siendo el tiempo de la estructura $T_x=0.407 < T_p = 0.60$, por eso: $C_x = 2.5$

$T_y=0.447 < T_p = 0.60$, por eso: $C_x = 2.5$

$V_{x-x} = 46.09\text{ Tn}$

$V_{y-y} = 46.09\text{ Tn}$

El 80% del cortante estático se utiliza para estructuras convencionales:

80 por ciento $V_{x-x} = 36.87\text{ Tn}$

80 por ciento $V_{y-y} = 36.87\text{ Tn}$

Fuerza cortante en la base por cargas dinámicas

$$V_{\text{DIN X-X}} = 40.75 \text{ Tn}$$

$$V_{\text{DIN Y-Y}} = 36.47 \text{ Tn}$$

Del análisis dinámico en la Dirección X-X, se obtienen el cortante en la base es mayor que el 80% del cortante estático. Por lo tanto, no es necesario incrementar el cortante en la dirección X-X, $f=1.00$. Del análisis dinámico en la Dirección Y-Y, se obtienen el cortante en la base es mayor que el 80% del cortante estático. Por lo tanto, no es necesario incrementar el cortante en la dirección Y-Y, $f=1.00$.

Para cumplir los mínimos señalados, no se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos en la dirección X-X e Y-Y, excepto los desplazamientos, según Norma de Diseño Sismo resistente NTE.030.

Máximos desplazamientos

Los desplazamientos amplificados se muestran a continuación:

Tabla 12

Bloque 1 deslizamientos máximos en sentido X-X

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX m	UY m	RZ rad
Story4	D4	CA-DSDX	Combination	Max	0.096351	0.041624	0.003831
Story4	D5	CA-DSDX	Combination	Max	0.91651	0.019379	0.0053789
Story3	D3	CA-DSDX	Combination	Max	0.073211	0.02188	0.0031
Story2	D2	CA-DSDX	Combination	Max	0.045738	0.013761	0.001964
Story1	D1	CA-DSDX	Combination	Max	0.017971	0.005214	0.000768

Tabla 13*Bloque 1 Deslizamientos Máximos en sentido Y-Y*

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX m	UY m	RZ rad
Story4	D4	CA-DSDY	Combination	Max	0.050123	0.069523	0.005357
Story4	D5	CA-DSDY	Combination	Max	0.026936	0.65891	0.005071
Story3	D3	CA-DSDY	Combination	Max	0.021631	0.050702	0.004325
Story2	D2	CA-DSDY	Combination	Max	0.013485	0.03116	0.002735
Story1	D1	CA-DSDY	Combination	Max	0.005323	0.011889	0.001068

Máximas distorsiones

Según la norma de diseño de sismos E.030, la distorsión máxima admisible para los sistemas estructurales que se apoyan principalmente en vigas y muros estructurales de hormigón armado es de 7/1000.

Tabla 14*Bloque 1 máximas distorsiones en dirección X-X*

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift
Story4	CA-DSDX	Combination	Max	X	0.006942
Story3	CA-DSDX	Combination	Max	X	0.007638
Story2	CA-DSDX	Combination	Max	X	0.007578
Story1	CA-DSDX	Combination	Max	X	0.004532

Tabla 15*Bloque 1 máximas distorsiones en dirección Y-Y*

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift
Story4	CA-DSDY	Combination	Max	Y	0.005174
Story3	CA-DSDY	Combination	Max	Y	0.008006
Story2	CA-DSDY	Combination	Max	Y	0.008256
Story1	CA-DSDY	Combination	Max	Y	0.004808

Nota: Según determina la norma E0.30, existen distorsiones en ambas direcciones para el sistema estructural de muros de estructura de hormigón armado

Juntas de separación sísmica

La distancia mínima no será menor que el 2/3 del desplazamiento máximo calculado en el apartado anterior ni menor que 3cm. Entonces:

$$s = 2 \cdot (0.096) / 3 = 0.064 \text{ m}$$

Para: $s = 0.006h > 3\text{cm}$

$$s = 0.006 \cdot (12.75) = 0.08 \text{ m} \rightarrow s/2 = 0.04 \text{ m}$$

Se usará una Junta de sismos = 5.00 cm

Sin embargo, se puede observar que el bloque no tiene ningún modulo colindante.

BLOQUE 2

Alcance

Siguiendo las directrices establecidas en las Normas Técnicas del RNE los edificios han sido construidos y diseñados para alcanzar un buen comportamiento bajo cargas sometidas a determinadas acciones sísmicas externas, así como a acciones internas relacionadas con la Masa Propia, la Sobrecarga y las Instalaciones.

Bases para el diseño

Normas Adaptables del RNE

- NTE E020 “Cargas”
- NTE E030 “Diseño Sismo Resistente”.
- NTE E050 “Suelos y Cimentaciones”.
- NTE E060 “Concreto Armado”.
- NTE E070 “Albañilería”
- NTE E090 “Estructuras Metálicas”

Hipótesis de análisis

El análisis de estructura de cada edificio se logró mediante el uso de software de modelado. Los diferentes módulos se examinaron mediante modelos pseudo tridimensionales, que suponían que serían infinitamente rígidos ante acciones sobre su superficie.

Se observó comportamiento elástico y lineal durante el análisis. Se usaron elementos lineales para representar las vigas y columnas. Se modelaron las losas de entrepiso como elementos de área. Todos los elementos estructurales fueron analizados en los modelos.

Dado que no contribuyen significativamente a la rigidez y resistencia del edificio, los elementos no estructurales se han incluido en el modelo como solicitudes de carga.

Características de los Materiales:

Concreto

Con $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y $E_c = 250,998 \text{ kg/cm}^2$, los elementos estructurales de un armado específico de la edificación cuentan con estos valores.

Acero

Los valores de $F_y=4.200 \text{ kg/m}^2$ y $E_s= 2038.900 \text{ kg/cm}^2$ se utilizan para reforzar el acero en estructuras de hormigón armado.

Cargas verticales

La evaluación de las cargas verticales se basó en la norma Cargo, E-020. Se utilizaron las dimensiones reales para estimar los pesos de las vigas, pilares y carriles, considerando una densidad específica de 2.400 kg/m^3 . También se incluyó el peso previsto de 100 kg/m^2 del suelo y los remates del tejado. Debido a que son edificaciones de 1 nivel, se considerará una carga viva de 100 kg/m^2 .

Acciones de Sismo (76)

Se llevó a cabo el análisis de sismo de acuerdo con la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismo Resistente", utilizando la superposición espectral modal, o sea, se basó en el uso de frecuencias naturales y condiciones de vibración, que se consiguen determinar utilizando un proceso analítico que considere adecuadamente las propiedades de rigidez de la estructura y la repartición de la masa. La herramienta utilizada fue la CQC. Se utilizaron los siguientes parámetros sísmicos, considerando finalmente las características de la tierra, las características de la estructura y las afecciones de uso:

Combinaciones de Carga

Para la evaluación se utilizan las combinaciones de carga especificadas en el RNE:

- a) $1.4D+1.7L$
- b) $1.25D+1.25L\pm 1.00SX$
- c) $1.25D+1.25L\pm 1.00SY$ ta
- d) $0.9D \pm 1.00SX$
- e) $0.9D \pm 1.00SY$

En que:

D : Carga muerta

L : Carga viva

S_x, S_y : Sismo en los sentidos X e Y correspondientemente.

Análisis sísmico

Zonificación:

De acuerdo a la vigente Norma E.030 de Diseño Sismo Resistente, asigna un factor Z a cada una de las zonas determinadas por la distribución de niveles de sismicidad del territorio nacional. Para el caso de la región Costa, le corresponde Z= 0.45 correspondiente al área 4, que corresponde a la Tabla N°1 de la norma E.030.

Parámetros del suelo:

Las propiedades geotécnicas se utilizan para clasificar los perfiles de suelo, asignándose la frecuencia de propagación de la onda de corte para determinar los tipos de estratos y sus respectivos espesores. Los valores del parámetro de suelo S se tomarán de la tabla n° 3 del artículo 13 de la norma E.030.

Factor de amplificación en sismos

El factor de amplitud sísmica (C) se determina en función de las características del lugar, con las manifestaciones siguientes:

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

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 (T_p/T_L)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 (T_p \cdot T_L / T^2)$$

Depende de los parámetros de sitio T_p y T_L , los cuales son extraídos de la Tabla N°4 de la norma E.030, y solo dependen del tipo de perfil de suelo.

Categoría de las edificaciones

Cada estructura debe ser calificada de acuerdo a la categoría de uso de la edificación. En este caso debido a que la edificación está destinada a establecimiento de salud, se considera una edificación esencial categoría A1, por lo tanto, su factor de uso es igual a $U=1.5$ que se tomará para este análisis. El valor es extraído según la Tabla N°5 de la norma E.030.

Sistemas estructurales

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismo resistente predominante en cada dirección. De acuerdo a la clasificación de la estructura se elige un factor de reducción de la fuerza sísmica R .

Se determina el sistema estructural de acuerdo a las definiciones que aparecen en el artículo 16 de la Norma E.030. En la Tabla N°6 (artículo 17) se definen los sistemas estructurales permitidos de acuerdo a la categoría de la edificación y a la zona sísmica en la que se encuentra.

Configuración analizada (bloque 2)

Hacia la verificación del coeficiente de disminución de repuesta sísmica y la comprobación de los factores de irregularidad de acuerdo al Anexo I “Procedimiento sugerido para la determinación de las acciones Sísmicas” de la Norma E030, se muestra los resultados del análisis de BLOQUE 2.

Medidas para el Análisis Sísmico – Bloque 2

Las medidas de diseño sismo tenaz son las siguientes:

Elemento de zona	$Z = 0.45$ (Zona 4)
Elemento de uso de importancia	$U = 1.50$ (Categoría A2)
Elemento de suelo	$S = 1.10$ (S3)
Período del suelo	$T_P = 1.00, T_L = 1.60$
Período fundamental	$T = h_n/C_t$
Donde;	$h_n = 4.20$ m
	$C_t = 60.00$
	$T = 0.07_s$

Elemento de acrecentamiento sísmico

Conforme a las fórmulas indicadas en el apartado 2.1.4, T es el período esencial de la estructura, que es similar a 0,07, por lo tanto, $T < T_p$.

$$C = 2.50$$

Elemento de disminución de la respuesta

Para el elemento de disminución, se describen con muros estructurales, columnas y vigas de concreto armado, entonces, como inicial de observación:

Orientación X-X Sistema estructural de MCA, $R = 6$

Orientación Y-Y Sistema estructural de MCA, $R = 6$

El procedimiento utilizado para obtener datos se fundamenta en el artículo 28 de la Norma E.030

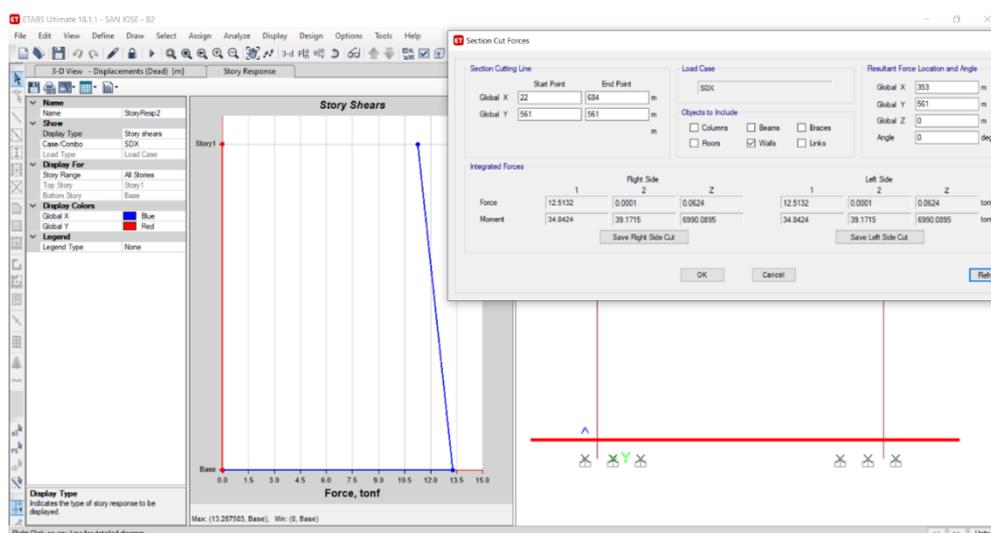
La expresión a continuación se utiliza para establecer la resistencia a la compresión en los cimientos del edificio como porción del peso integral del edificio:

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

Esfuerzo de corte en muros estructurales

Figura 16

Justificación de R – bloque 2



En la dirección X, se analiza la cortante asumida por los muros estructurales en esa dirección.

$$\sum V \text{ cortante en ME X-X} = 12.51 \text{ ton}$$

$$V_{X-X} = 13.29 \text{ ton}$$

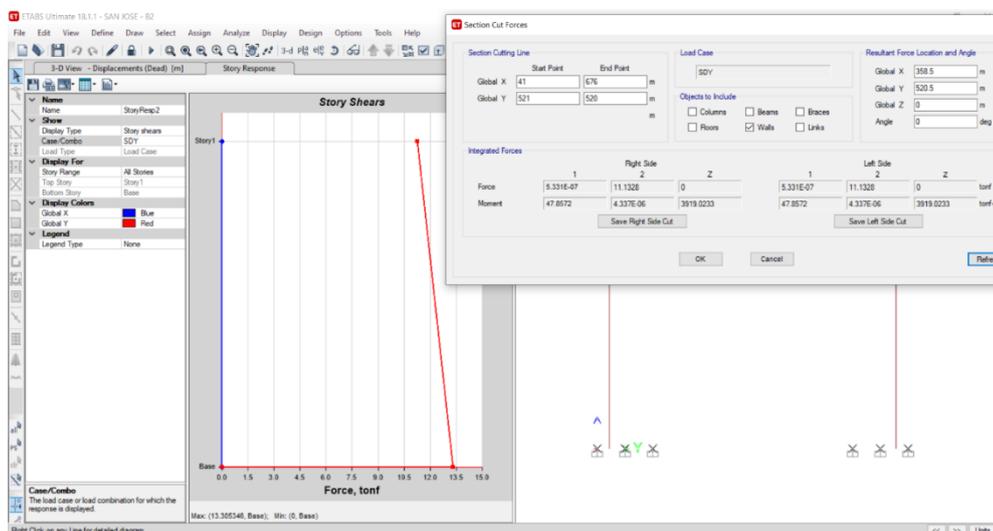
$$\% \sum V \text{ cortante Muros Estruct. X-X} = 94.13 \% \geq 70 \%$$

El Sistema de Estructuración de Muros Estructurales confirma, según artículo 16 de la Norma E.030, que la resistencia sísmica levemente a los muros estructurales de concreto armado, que absorben más de 70% de la fuerza cortante en la base en la dirección X.

$$R_{x-x} = 6$$

Figura 17

Comprobación de R – bloque 2



En la dirección Y, se analiza la cortante asumida por los muros estructurales en esa dirección.

$$\sum V \text{ cortante en ME Y-Y} = 11.13 \text{ ton}$$

$$V_{Y-Y} = 13.31 \text{ ton}$$

$$\% \sum V \text{ cortante Muros Estruct. Y-Y} = 83.62 \% \geq 70 \%$$

La razón de ello es que la resistencia sísmica la proporcionan principalmente los muros de estructura de hormigón reforzado, que absorben más sobre el 70% de la fuerza de corte del terreno en el sentido Y, según el artículo 16 de la Norma E.030, y el resultado es el Sistema de MDL:

$$R_{y-y} = 6$$

Para el cumplimiento de la norma de sistema sismorresistente, resistencia en ambas direcciones y efecto rotacional, se ha realizado un análisis estructural de acuerdo con el modelo y los cálculos mostrados en esta memoria de acuerdo con el artículo 16.1 de la norma E.030.

Elementos de Anomalía en altura

a) Anomalía de rigidez – Piso blando

Bajo cualquiera de las tres perspectivas del tema, existe anomalía de rigidez cuando la rigidez lateral de una grieta es inferior al 70% de la rigidez lateral de la grieta superior inmediatamente adyacente, o inferior al 80% de la rigidez lateral media de los tres niveles superiores adyacentes. Como resultado de la evaluación de ambas para una misma condición de carga, pueden calcularse las rigideces laterales como la relación entre la fuerza de corte del cizallamiento y el apartamiento relativo correspondiente en el centro de las masas.

Se muestran las distorsiones en las direcciones de análisis, a continuación:

No se detecta anomalía de rigidez - piso blando en ningún sentido de análisis debido a que es un edificio de un nivel.

b) Anomalía de Resistencia – Piso débil

Se produce una anomalía de resistencia cuando, en cualquier dirección del análisis, la resistencia de una grieta a los esfuerzos cortantes es inferior al 80% de la resistencia de la grieta inmediatamente superior.

Debido a que es una edificación de 1 nivel, No muestra anomalías de rigidez ni punto débil in ninguna de las áreas análisis.

c) Anomalía de masa o peso

Si el peso de un piso es más de 1,5 veces el de un piso adyacente, se produce una anomalía de masa (o anomalía de peso) según el artículo 26. Tanto las azoteas como los sótanos no cumplen este criterio.

Debido a que es una edificación de 1 nivel, NO presenta anomalía de masa o peso para ambos sentidos.

d) Anomalía geométrica vertical

Cuando la dimensión de la sección transversal de la estructura portante es más de 1,3 veces la dimensión correspondiente en un piso adyacente, en cualquiera de las direcciones de análisis, la configuración es irregular. Tanto las azoteas como los sótanos no cumplen este criterio.

Debido a que es una edificación de 1 nivel, NO muestra este tipo de anomalía.

e) Discontinuidad en los sistemas resistentes

Si un material presenta una deformación vertical cuando se somete a una fuerza de corte superior al 10%, ya sea debido a un cambio de orientación o a un desplazamiento del eje de magnitud superior al 25% de la dimensión correspondiente del elemento, la estructura se clasifica como irregular.

Los elementos verticales continuos, de idéntico tamaño y completamente sin salar atraviesan las diferentes plantas. Por lo tanto, el edificio no presenta irregularidades ni discontinuidades en los sistemas resistivos para los dos sentidos.

Elementos de anomalía en planta**a) Anomalía torsional**

Cuando la deformación por tensión relativa máxima en un extremo del edificio ($\Delta_{\text{máx}}$) en esa dirección, calculada con excentricidad accidental, es superior a 1,3 veces la deformación por tensión relativa media en los mismos extremos del edificio bajo la misma situación de carga (Δ_{prom}), entonces existe anomalía torsional en cualquier dirección de análisis.

Este criterio sólo se aplica a edificios con vigas rígidas y sólo si el desplazamiento relativo máximo durante la carga es superior al 50% del desplazamiento admisible.

Si el desplazamiento relativo máximo durante la inyección es superior al 50% del desplazamiento admisible, se considerará que la inyección se ha realizado correctamente.

Tabla 16*Configuración bloque 2 distorsiones en las dos direcciones*

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift
Story1	CA-DSDX	Combination	Max	X	0.000766
Story1	CA-DSDY	Combination	Max	Y	0.001119

Nota: Se observa que es menor en X-X e Y-Y, por lo tanto, la edificación NO presenta irregularidad torsional para ambas direcciones.

b) Esquinas entrantes

La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta. La estructura presenta una forma rectangular en su planta típica a través de los distintos niveles.

La edificación no presenta aberturas, por lo tanto, NO presenta esquinas entrantes para ambas direcciones.

c) Discontinuidad del diafragma

La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.

La edificación no presenta aberturas, por lo tanto, NO presenta este tipo de irregularidad para ambas direcciones.

d) Sistemas no paralelos

Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos.

No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.

La estructura no presenta sistemas no paralelos debido a su planta típica constante, con ejes resistentes perfectamente paralelos a ambas direcciones de análisis, a través de los distintos pisos.

Dirección X-X	$I_a = 1.00$
	$I_p = 1.00$
	$R = R_0 \times I_a \times I_p = 6 \times 1.00 \times 1.00 = 6.00$

Dirección Y-Y	$I_a = 1.00$
	$I_p = 1.00$
	$R = R_0 \times I_a \times I_p = 6 \times 1.00 \times 1.00 = 6.00$

Por lo tanto, la edificación NO presenta este tipo de irregularidad para ambas direcciones.

Factores de irregularidad en planta y altura:

Para Edificaciones Esenciales Categoría A1, no se permiten irregularidades según Tabla N° 10 Categoría y Regularidad de las Edificaciones del Artículo 21 del R.N.E. 0.30, las cuales fueron comprobadas previamente. Por lo tanto:

Para el análisis sísmico:

Aceleración espectral

Para cada una de las direcciones examinadas, la aceleración espectral puede calcularse utilizando un espectro elástico de pseudoaceleraciones determinado por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g$$

Tabla 17*Medidas para el análisis sísmico – bloque 2*

Medidas para el Análisis Sísmico – BLOQUE 2	
Elemento de Zona (Zona 4)	$Z = 0.45$
Elemento de uso e importancia (Categoría A1)	$U = 1.50$
Elemento de suelo (S3)	$S = 1.10$
Períodos predominantes del suelo	$T_p = 1.00 \text{ s}$
Reducción de la respuesta	Muros estructurales de concreto armado $R_{X-X} = 6.00$ $R_{Y-Y} = 6.00$

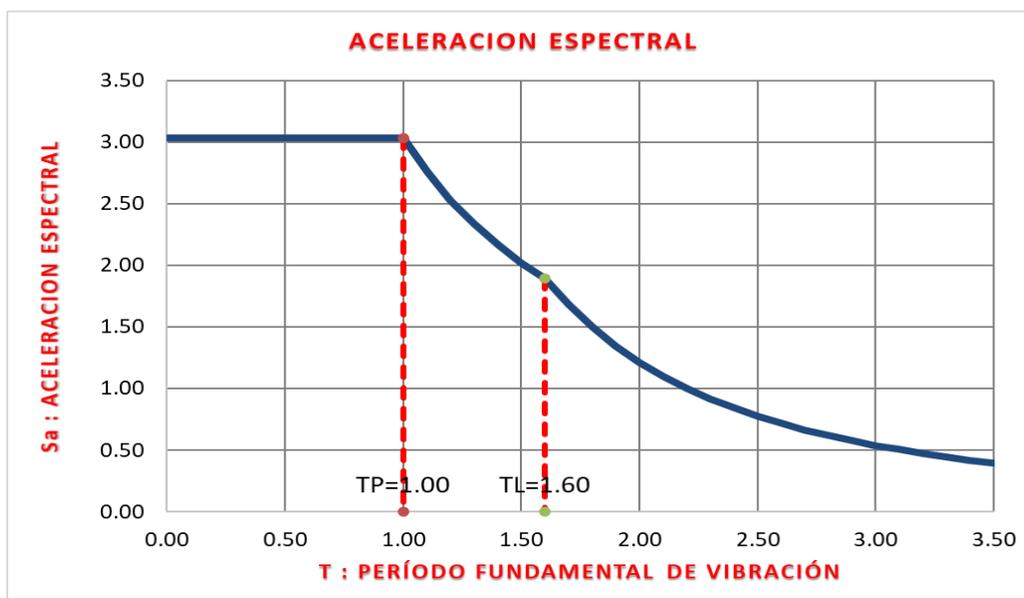
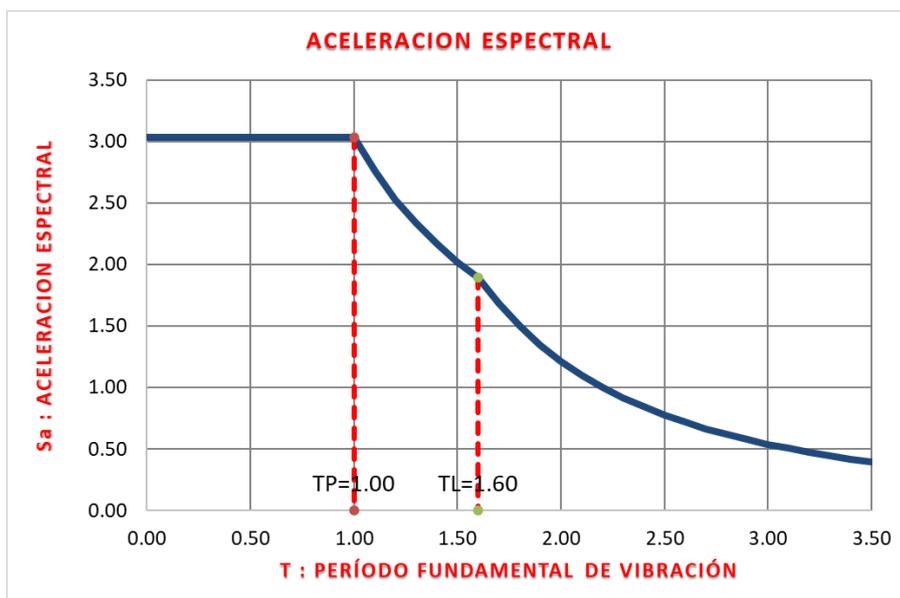
Figura 18*Bloque 2 supuesto aceleraciones espectrales en la dirección X-X. R.N.E. E.030, 2018*

Figura 19

Bloque 2 supuesto aceleraciones espectrales en la dirección Y-Y. R.N.E. E.030, 2018



RESULTADOS DEL ANÁLISIS – BLOQUE 2

Modelo matemático

Figura 20

Bloque 2 modelo 3D, para el análisis.

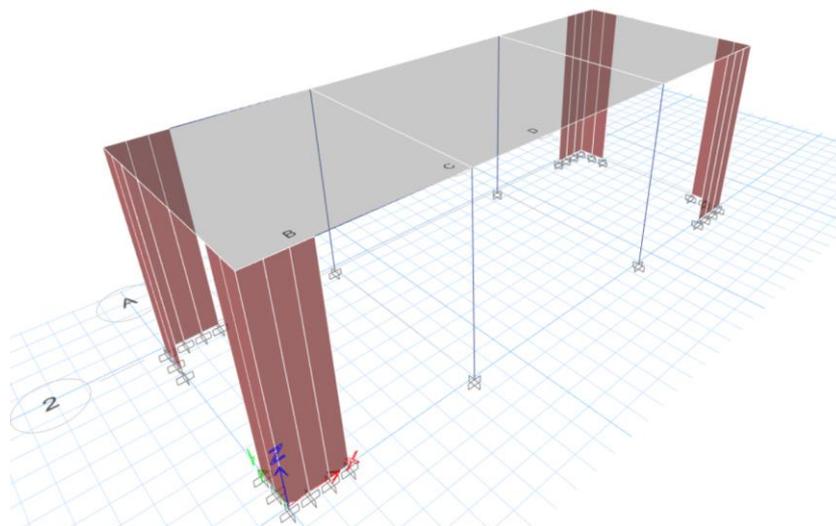


Figura 21

Bloque 2 mirada de la planta típica del módulo examinado

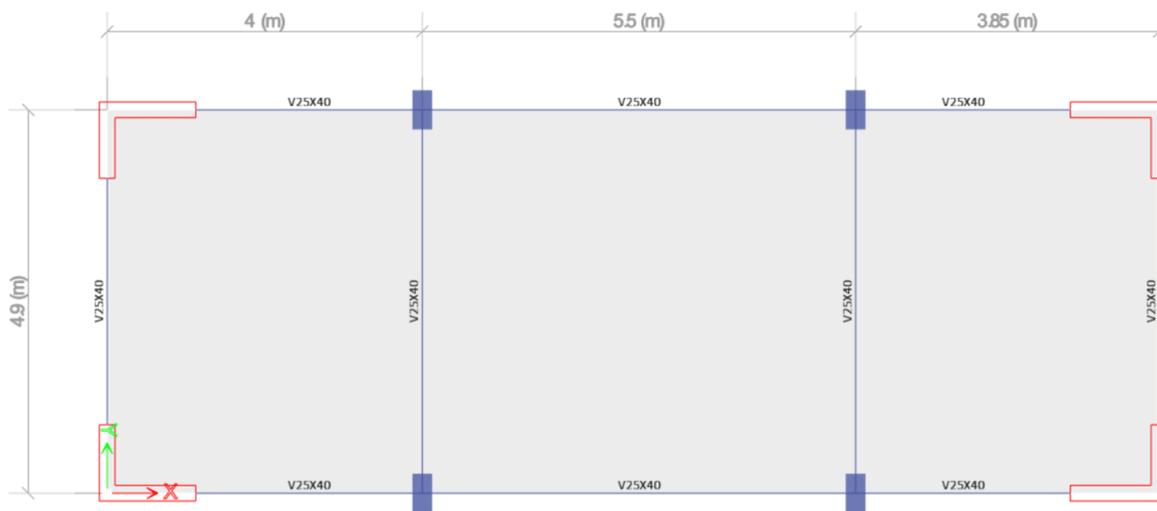


Figura 22

Bloque 2 mirada de elevación del módulo examinado.

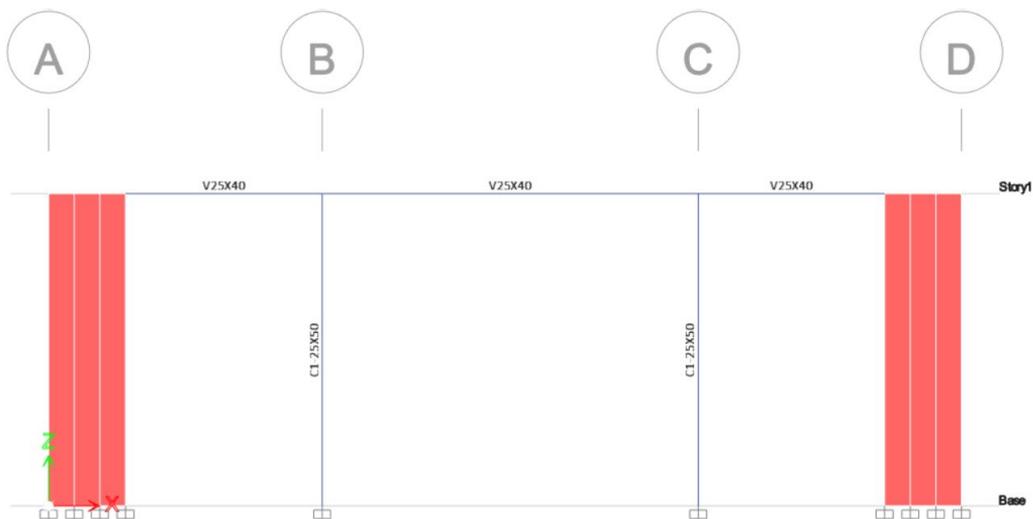
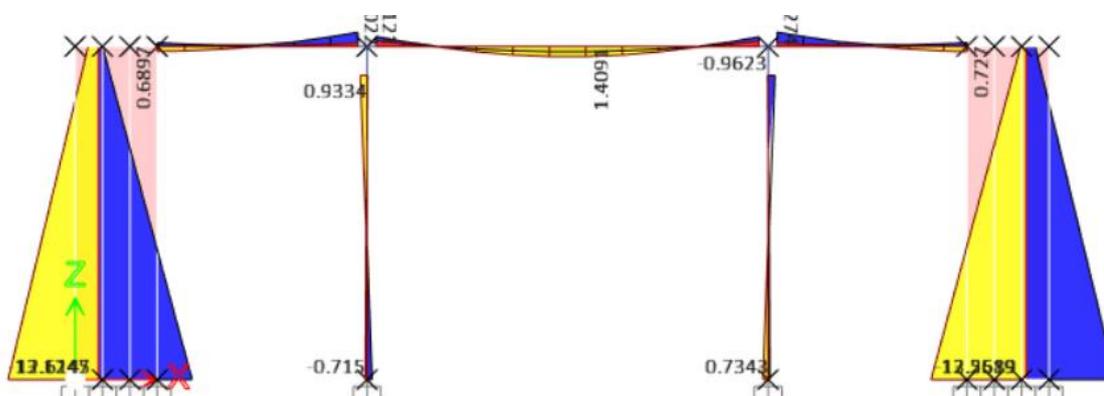


Figura 23*Bloque 2 envolvente de cargas***Masa de la estructura**

Para estimar la masa, utilizaron los criterios especificados en la Norma de Diseño Sísmico E.030 (artículo 26) y la Norma de Transporte E.020. Losas, vigas, columnas, tabiquería, acabados de piso y techo, entre otros, fueron incorporados en la carga muerta. Además, se consideró el 50% de la sobrecarga en el nivel intermedio y el 25% en la azotea para la energía viva. Masas en cada nivel se indican en la tabla siguiente.

Tabla 18*Bloque 2 masas por nivel*

Nivel	Diafragma	Masa X	XCM	YCM	XCR	YCR
		tonf- S2/m	m	m	m	m
Story1	D1	1.2602	6.7018	2.45	6.6892	2.45

Modos de vibración

El programa de modelización para el análisis de estructura establece la rigidez, calcula las frecuencias naturales y modela los modos de oscilación de las estructuras.

Tabla 19

Duración y recurrencias

MODO	DURACIÓN	RECURRENCIAS (CYC/SEC)	RECURRENCIAS (RAD/SEC)	EIGEN VALOR (RAD/SEC)^2
1	0.117	8.539	53.6527	2878.6164
2	0.098	10.242	64.3536	4141.3852
3	0.068	14.756	92.7122	8595.546

La norma E.030 establece en su artículo 29 que deben tenerse en cuenta los modos de vibración cuyas masas efectivas totales constituyan al menos el 90% de la masa de la estructura.

Tabla 20

Duraciones y cooperación de masas efectivas

MODO	DURACIÓN	INDIVIDUAL (PERCENT)		MODE ACUMULATIVE SUM (PERCENT)	
1	0.117	0	0.8592	0	0.8592
2	0.098	0.8581	0	0.8581	0.8592
3	0.068	0	0	0.8581	0.8592
4	0.023	0	0	0.8581	0.8592
5	0.023	0.0042	0	0.8623	0.8592
6	0.023	0	0.0362	0.8623	0.8954
7	0.022	0	0	0.8623	0.8954
8	0.016	4.562E-06	0	0.8623	0.8954
9	0.015	0.047	0	0.9093	0.8954
10	0.015	0	0.0001	0.9093	0.8955
11	0.015	0	0.0274	0.9093	0.9229

A continuación, se muestran los desplazamientos y rotaciones de los tres (03) primeros modos de vibración característicos.

Figura 24

Bloque 2 vista del modelo en el modo de vibración 1 ($T=0.117$ s)

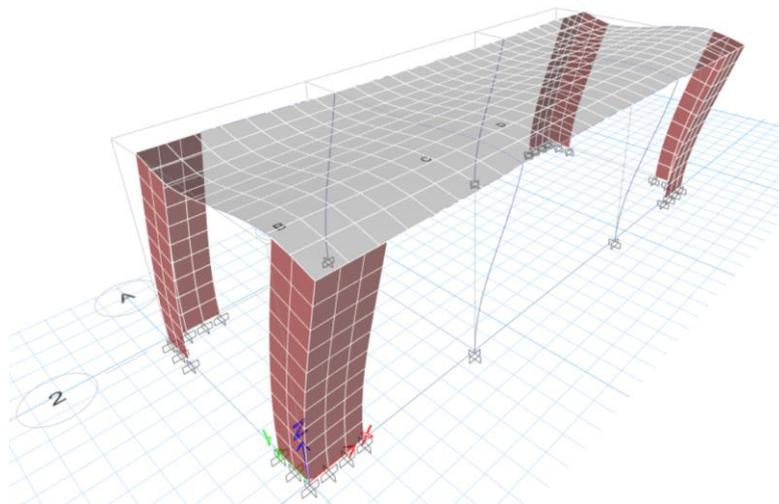


Figura 25

Bloque 2 vista del modelo en el modo de vibración 2 ($T=0.098$ s)

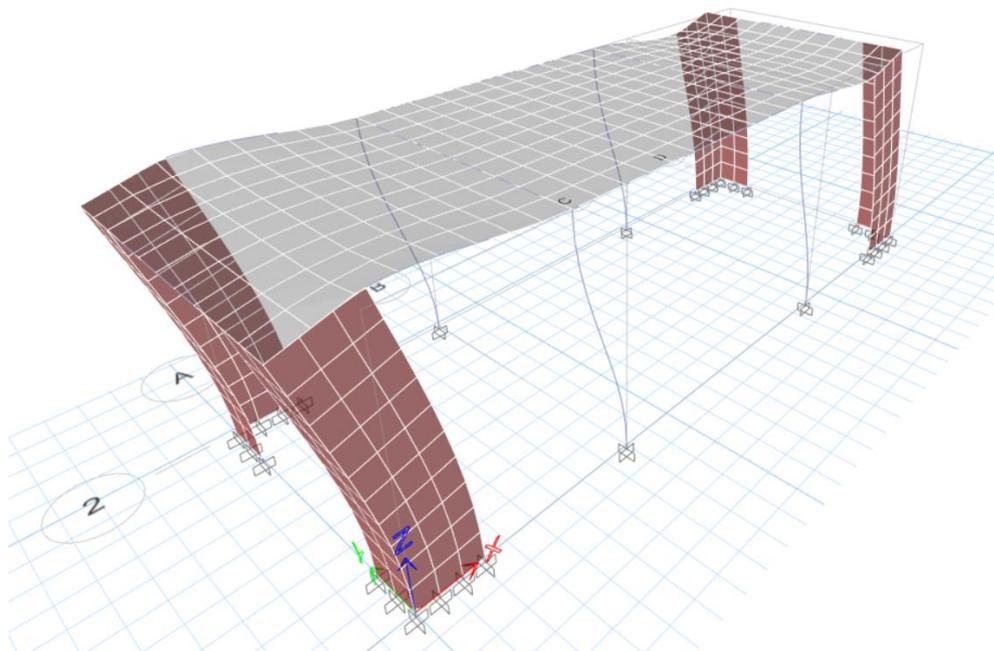
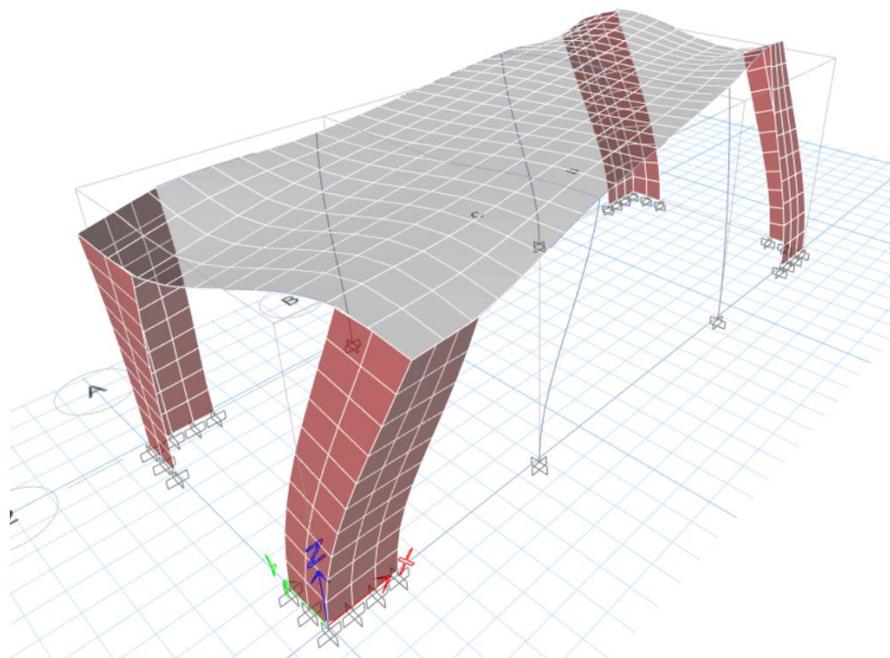


Figura 26

Bloque 2 vista del modelo en el modo de vibración 3 ($T=0.0.068$ s)



Fuerza cortante en la base por cargas estáticas

Para determinar la carga sísmica, en el procesamiento de datos del peso de la estructura se tienen en cuenta el peso propio del edificio, el peso propio considerado y el peso de los pilares de hormigón a mediana altura.

Existiendo el periodo de la Estructura $T_x = 0.098 < T_p = 0.60$, entonces: $C_x = 2.5$

$T_y = 0.117 < T_p = 0.60$, entonces: $C_y = 2.5$

$$V_{x-x} = 15.427 T_n$$

$$V_{y-y} = 15.427 T_n$$

Para estructuras normales, se utiliza el 80% del cortante estático.

$$80\% V_{x-x} = 12.342 T_n$$

$$80\% V_{y-y} = 12.342 T_n$$

Fuerza cortante en la base por cargas dinámicas

$$V_{\text{DIN X-X}} = 13.288 \text{ Tn}$$

$$V_{\text{DIN Y-Y}} = 13.305 \text{ Tn}$$

Como resultado del análisis dinámico en la dirección X-X, el cortante en la base es superior al 80% del cortador estático. Como resultado, no es necesario aumentar el valor direccional X-X del cortador de $f=1,00$. Los resultados muestran que el cortador inferior es más del 80% del cortador estático cuando se realiza el análisis dinámico en la dirección Y-Y. Por lo tanto, no es necesario aumentar el cortador en la dirección Y-Y, $f=1,00$.

Para cumplir el mínimo especificado, no es necesario escalar proporcionalmente todos los demás resultados obtenidos en las direcciones X-X e Y-Y, excepto los desplazamientos, de acuerdo con la Norma de Diseño Sísmico NTE.030.

Máximos desplazamientos

Los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con solicitaciones sísmicas reducidas se multiplicarán por $0,75 R$ para calcular los desplazamientos laterales para estructuras regulares. Para estructuras no lineales, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando los resultados del análisis de la línea plástica por $0,85 R$. Porque este edificio es de categoría A2, no se permiten irregularidades a nuestro caso.

A continuación, se muestran los desplazamientos amplificados:

Tabla 21*Bloque 2 deslizamientos máximos en sentido X-X*

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX m	UY m
Story1	D1	SDX	LinRespSpec	Max	0.00078	1.427E-08

Tabla 22*Bloque 2 deslizamientos máximos en sentido Y-Y*

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX m	UY m
Story1	D1	SDY	LinRespSpec	Max	1.028E-12	0.001122

Máximas distorsiones

La Norma de Diseño Sismo resistente E.030 establece que, para sistemas estructurales en donde la fuerza sísmica es resistida básicamente por pórticos y muros estructurales de concreto armado, la distorsión máxima permitida es del orden de 7/1000.

Tabla 23*Bloque 2 máximas distorsiones en sentido X-X*

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift
Story1	CA-DSDX	Combination	Max	X	0.000766

Tabla 24*Bloque 2 máximas distorsiones en sentido Y-Y*

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift
Story1	CA-DSDY	Combination	Max	Y	0.001119

Para el sistema estructural de muros estructurales de concreto armado de concreto armado se tiene distorsiones menores a 0.007 en ambas direcciones, tal como lo determina la Norma E0.30, así mismo podemos indicar que en las direcciones X e Y de la edificación, las divisiones de albañilería serán diseñadas como Elementos No Estructurales.

Juntas de separación sísmica

La distancia mínima no será menor que el 2/3 del desplazamiento máximo calculado en el apartado anterior ni menor que 3cm. Entonces:

$$s = 2*(0.0011)/3 = 0.0007 \text{ m}$$

Para: $s = 0.006h > 3\text{cm}$

$$s = 0.006*(4.20) = 0.0252 \text{ m} \rightarrow s/2 = 0.013 \text{ m}$$

Se usará una Reunión Sísmica = 5.00 cm Sin embargo, se puede observar que el bloque no tiene ningún modulo colindante.

Configuración analizada (bloque 3a)

Los resultados del análisis del Bloque 3a se muestran con el fin de verificar el coeficiente de reducción de la respuesta sísmica y confirmar los factores de irregularidad según el Apéndice I «Procedimiento sugerido para determinar las acciones sísmicas» de la Norma E030.

Medidas para el Análisis Sísmico – BLOQUE 3a

A continuación, se indican los valores de diseño sísmico:

<i>Elemento de zona</i>	$Z = 0.45$ (Zona 4)
<i>Elemento de uso e importancia</i>	$U = 1.50$ (Categoría A2)
<i>Elemento de suelo</i>	$S = 1.10$ (S3)
<i>Duración del suelo</i>	$T_p = 1.10, T_L = 1.60$
<i>Duración fundamental</i>	$T = h_n/C_t$

Donde: $h_n = 4.20$ m

$C_t = 35$

$T = 0.12$ s

Elemento de amplificación sísmica

El período fundamental de la estructura, T , es de 0.12 s, de acuerdo con las fórmulas presentadas en el punto 2.1.4. Por lo tanto, $T < T_p$

$$C = 2.50$$

Elemento de disminución de la respuesta

Para el elemento de disminución, se cuentan con columnas y vigas de concreto armado, consecuentemente, como primer análisis:

Sentido X-X Sistema estructural de pórticos, $R = 8$

Sentido Y-Y Sistema estructural de pórticos, $R = 8$

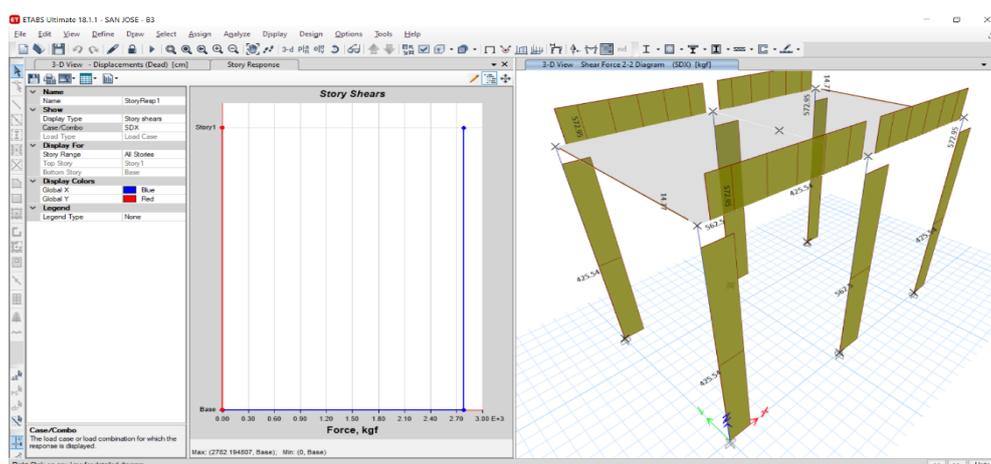
En el análisis estructural se ha hecho una evaluación de acuerdo a la norma sismorresistente en sistema estructural, resistencia en ambas direcciones y efecto rotacional,

corroborando con el modelo y los cálculos presentados en la presente memoria, de acuerdo al artículo 16.1 de la norma E.030.

Esfuerzo cortante en muros estructurales

Figura 27

Comprobación de R – bloque 3a



En la dirección X, se analiza la cortante asumida por las columnas estructurales en esa dirección.

$$\sum V \text{ cortante en columnas Estructurales X-X} = 2.78 \text{ ton}$$

$$V_{X-X} = 2.78 \text{ ton}$$

$$\% \sum V \text{ cortante columnas Estruct. X-X} = 100 \%$$

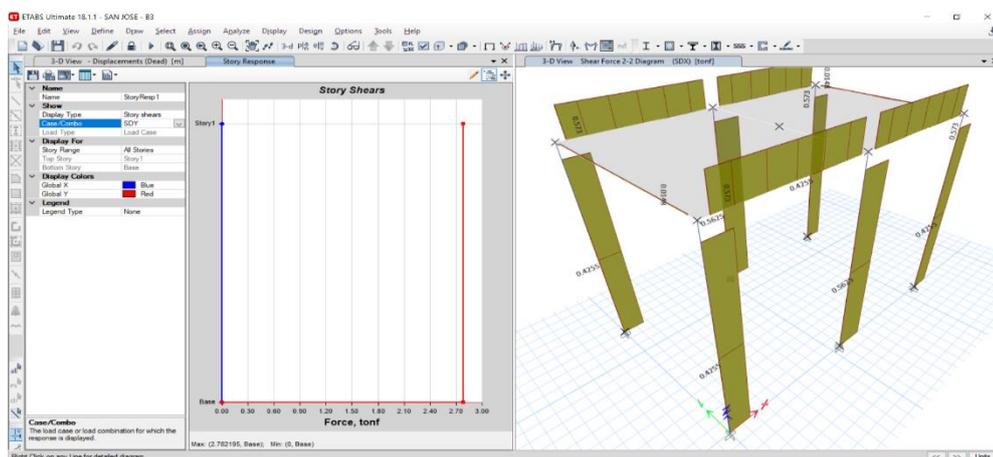
Las columnas estructurales de concreto armado, que sufren toda la fuerza cortante en la base en dirección X, son el mayor elemento responsables de la resistencia sísmica, según artículo 16 de la Norma E.030, que se confirma en el Sistema de Estructuración de Columnas.

$$R_{x-x} = 8$$

En la dirección Y, se analiza la cortante asumida por las columnas estructurales en esa dirección.

Figura 28

Comprobación de R – bloque 3a



$\sum V$ cortante en Columnas Estructurales Y-Y = 2.78 ton

$V_{Y-Y} = 2.78$ ton

% $\sum V$ cortante Columnas Estruct. Y-Y = 100 %

Según el artículo 16 de la Norma E.030, se confirma que los pilares estructurales de hormigón armado tienen la mayor capacidad para mantener la resistencia sísmica, ya que soportan todo el peso del edificio a nivel del suelo en la dirección X.

$R_{y-y} = 8$

Durante el análisis estructural se realiza un estudio de resistencia en ambas las direcciones y efecto rotacional, basándose en la norma sismorresistente en sistema estructural. Según el artículo 16.1 de la norma E.030, este estudio corroboró el modelo y los cálculos presentados en la presente memoria.

Factores de anomalía en altura

a) Anomalía de rigidez – Piso blando

En cualquiera de las tres direcciones de análisis, existe anomalía de rigidez como consecuencia de que la rigidez lateral de una grieta sea inferior al 70% de la rigidez de la grieta superior inmediatamente adyacente, o inferior al 80% de la rigidez lateral media de los tres niveles más altos adyacentes. Se pueden calcular las rigideces laterales como la relación entre la fuerza cortante de cizalladura y el desplazamiento relativo correspondiente en el centro de masa, evaluados ambos en la forma de la misma condición de carga.

A continuación, podemos ver las distorsiones en las direcciones de análisis:

Debido a que es una edificación de 1 nivel, En ambos los sentidos de análisis, no se observa irregularidad en la rigidez - piso blando.

b) Anomalía de Resistencia – Piso débil

Cuando la resistencia de las fuerzas de corte es inferior al 80% de la resistencia inmediatamente siguiente, en cualquier dirección del análisis, existe irregularidad de resistencia.

Debido a que es una edificación de 1 nivel, En todas las direcciones del análisis no muestra irregularidades de rigidez - suelo débil.

c) Anomalía de masa o peso

Se tiene anomalía de masa (o peso) cuando el peso de un piso, concluyente según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se emplea en azoteas ni en sótanos.

Debido a que es una edificación de 1 nivel, NO hay anomalía en masa o peso para ninguna dirección.

d) Anomalía geométrica vertical

Cuando la dimensión de la sección transversal de la estructura portante es más de 1,3 veces la dimensión correspondiente en un piso adyacente, en cualquiera de las trayectorias de análisis, la configuración es irregular. Tanto las azoteas como los sótanos no cumplen este criterio.

Debido a que es una edificación de 1 nivel, NO presenta este tipo de anomalía.

e) Discontinuidad en los sistemas resistentes

Cuando cualquier elemento que resista una fuerza de corte superior al 10% presenta una desalineación vertical, ya sea debido a un cambio de orientación o a un desplazamiento del eje de magnitud superior al 25% de la dimensión correspondiente del elemento, la estructura se clasifica como irregular.

Los elementos verticales continuos, de idéntico tamaño y completamente sin salar atraviesan las diferentes plantas. Por lo tanto, el edificio no presenta irregularidades ni discontinuidades en los sistemas resistentes para ambos sentidos.

Factores de anomalía en planta**a) Anomalía torsional**

Cuando la deformación por tensión relativa máxima en un extremo del edificio ($\Delta_{\text{máx}}$) en esa dirección, calculada con excentricidad accidental, es superior a 1,3 veces la deformación por tensión relativa media en los mismos extremos del edificio bajo la misma condición de carga (Δ_{prom}), entonces existe anomalía torsional en cualquier dirección de análisis.

Este criterio sólo se aplica a edificios con vigas rígidas y sólo si el desplazamiento relativo máximo durante la carga es superior al 50% del desplazamiento admisible.

La inyección se considerará llevado a cabo correctamente si el deslizamiento relativo máximo durante la inyección supera a 50% del deslizamiento admisible.

Tabla 25*Bloque 3a desviaciones en las dos direcciones*

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift
Story1	CA-DSDX	Combination	Max	X	0.002567

Nota. Se aprecia que en X-X y en Y-Y son inferiores, por lo que no se aplica esta anomalía.

b) Esquinas de entrada

Se define como estructura irregular aquella que tiene esquinas cuyas dimensiones en ambas direcciones son superiores al 20% de la dimensión total de la planta correspondiente. La disposición típica de la estructura, a través de los distintos niveles, le confiere una forma rectangular.

Como resultado, no tiene entradas para ninguna de las dos direcciones.

c) Discontinuidad del diafragma

Se entiende por estructura irregular los discos con discontinuidades pronunciadas o variaciones significativas de la rigidez, como aberturas que cubren más del 50% de la superficie del disco. Asimismo, existe incoherencia cuando, para una dirección de análisis cualquiera y en una planta cualquiera, hay una fractura transversal de la diáfisis con un área resistente neta inferior al 25% del área de la sección transversal total en la misma dirección, calculada con las dimensiones totales de la planta.

La edificación no presenta aberturas, por lo tanto, NO presenta este tipo de anomalía para ambas direcciones.

d) Sistemas no paralelos

El incongruimiento de compendios resistentes a fuerzas laterales en cualquiera de los sentidos de análisis no constituye irregularidad.

Esta regla no se aplica cuando las esquinas de los postes o paredes forman ángulos inferiores a 30 grados, o cuando los elementos no paralelos resisten menos del 10% de la fuerza de corte del suelo.

Debido a su típica planta constante, la estructura no tiene sistemas no paralelos, con ejes resistentes perfectamente paralelos a ambos sentidos de análisis, por medio de los distintos pisos.

Como resultado, NO existe ningún tipo de anomalía para ninguna de los dos sentidos del edificio.

Factores de anomalías en planta y altura:

Los Edificios Importantes Categoría A2 no pueden tener anomalías que no hayan sido confirmadas previamente, de acuerdo con la Tabla N° 10 de Categoría y Regularidad de Edificios del Artículo 21 del R.N.E. 0.30. Y son:

A fin de realizar un análisis de sismo:

Dirección X-X	$I_a = 1.00$
	$I_p = 1.00$
	$R = R_0 \times I_a \times I_p = 8 \times 1.00 \times 1.00 = 8.00$
Dirección Y-Y	$I_a = 1.00$
	$I_p = 1.00$
	$R = R_0 \times I_a \times I_p = 8 \times 1.00 \times 1.00 = 8.00$

Aceleración espectral

Para cada una de las direcciones examinadas, la aceleración espectral puede calcularse utilizando un espectro elástico de pseudo aceleraciones determinado por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g$$

Tabla 26*Medidas para el análisis sísmico – bloque 3a*

Medidas para el Análisis Sísmico – Bloque 3a	
Elemento de zona (Zona 4)	$Z = 0.45$
Elemento de uso e importancia (Categoría A2)	$U = 1.50$
Elemento de suelo (S3)	$S = 1.10$
Períodos predominantes del suelo	$T_p = 1.00$ s
32Zreducción de la contestación	$T_L = 1.60$ x
Reducción de la respuesta	
Sistema Estructural de pórticos	Sistema estructural de pórticos
	$R_{X-X} = 8.00$
	$R_{Y-Y} = 8.00$

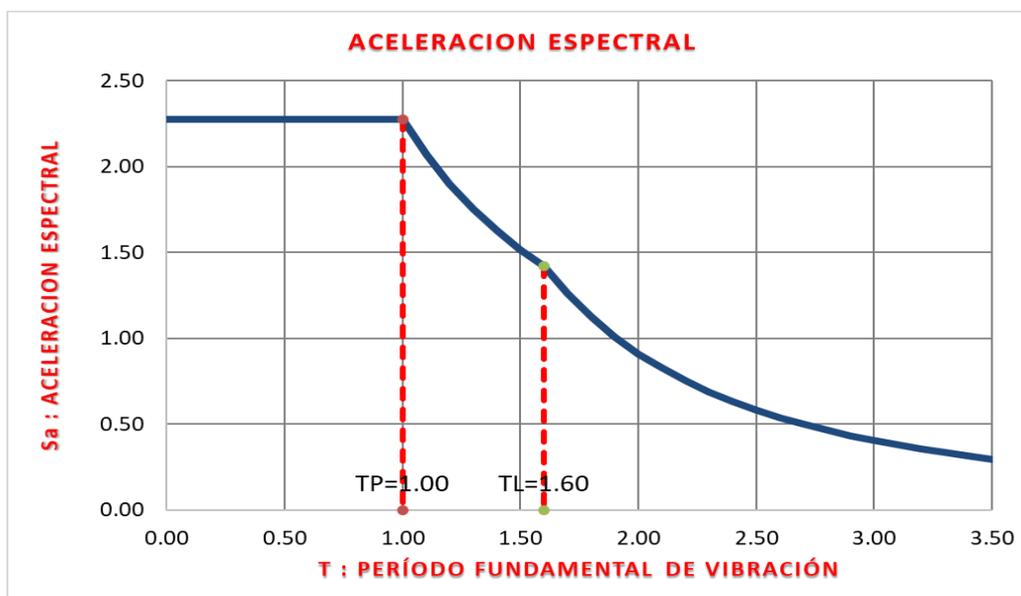
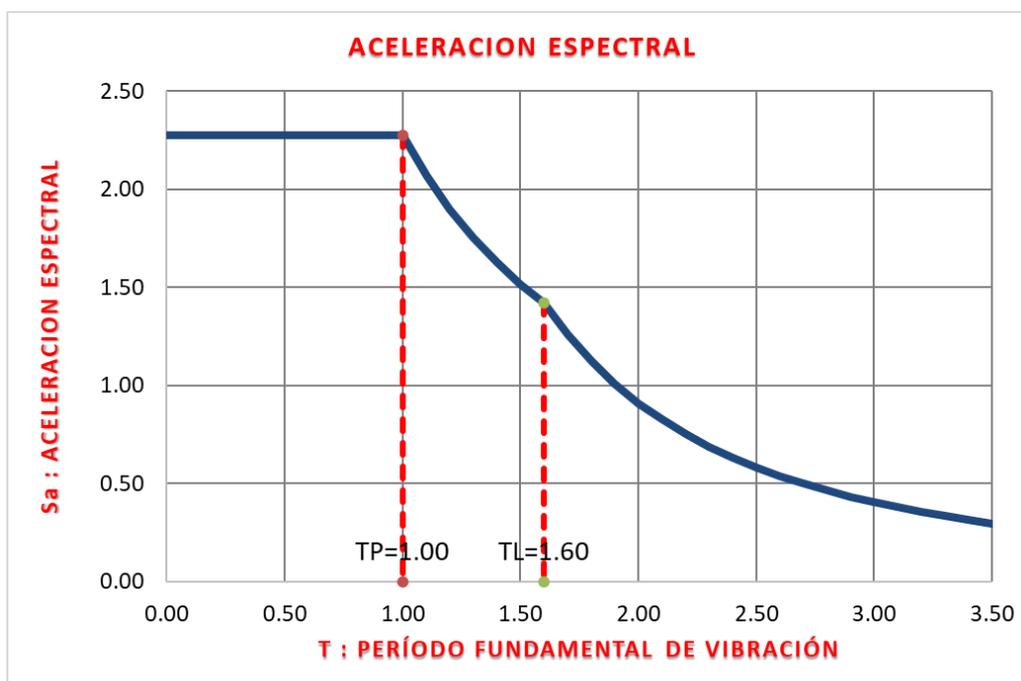
Figura 29*Bloque 3a pseudo aceleraciones espectrales en el sentido X-X. R.N.E. E.030, 2018*

Figura 30

Bloque 3a pseudo aceleraciones espectrales en el sentido Y-Y. R.N.E. E.030, 2018.



Deducciones del análisis – Bloque 3a

Modelo matemático

Figura 31

Bloque 3a modelo 3D, para el estudio

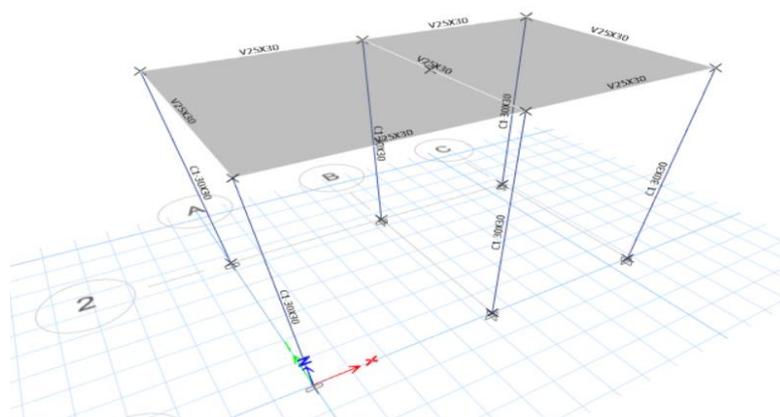
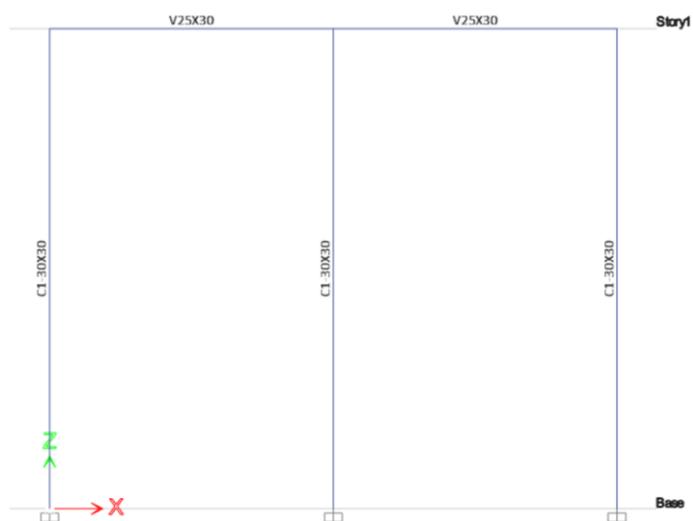


Figura 32

Bloque 3a mirada de la planta típica del módulo examinado

**Figura 33**

Bloque 3a mirada de prominencia del módulo examinado



Masa de la estructura

Para la estimación de la masa se evaluaron según lo especificado en la Norma de Diseño Sismo Resistente E.030 (Artículo 26) y en la Norma de Cargas E.020. Se incluyeron para la carga muerta las masas de las losas, vigas, columnas, tabiquería, acabados de piso y techo. Además, para la carga viva, se consideró 50% de la sobrecarga en los niveles intermedios y 25% en la azotea. En la tabla siguiente se indican las masas en cada nivel.

Tabla 27

Bloque 3a masas por piso

Story	Masa X	XCM	YCM	XCR	YCR
	tonf- S ² /m	m	m	m	m
PISO 1	0.63706	2.7	1.625	2.7	1.625

Modos de vibración

La rigidez, las frecuencias naturales, y los diversos modos de vibración de las estructuras son calculados por el software de modelado para cálculo estructural.

Tabla 28

Bloque 3a duración y recurrencias

MODO	DURACIÓN	RECURRENCIA (CYC/SEC)	RECURRENCIA (RAD/SEC)	EIGEN (RAD/SEC) ²
1	0.221	4.522	28.4103	807.146
2	0.212	4.725	26.6859	881.2499
3	0.167	6.005	37.7294	1423.5085

La norma E.030 establece en su artículo 29 que deben tenerse en cuenta los modos de oscilación cuyas masas efectivas totales constituyan al menos el 90% de la masa de la estructura.

Se exponen los movimientos y rotaciones de los tres iniciales modos de vibración específicos a continuación.

Figura 34

Bloque 3a mirada del modelo en el modo de vibración 1 ($T=0.221$ s)

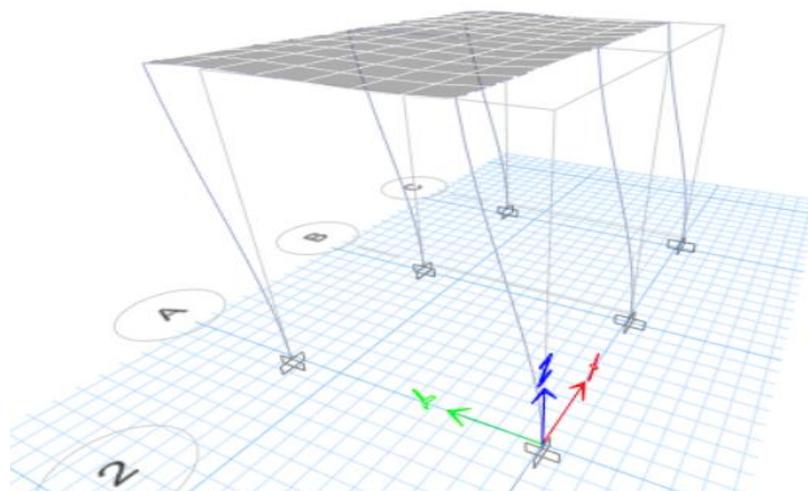


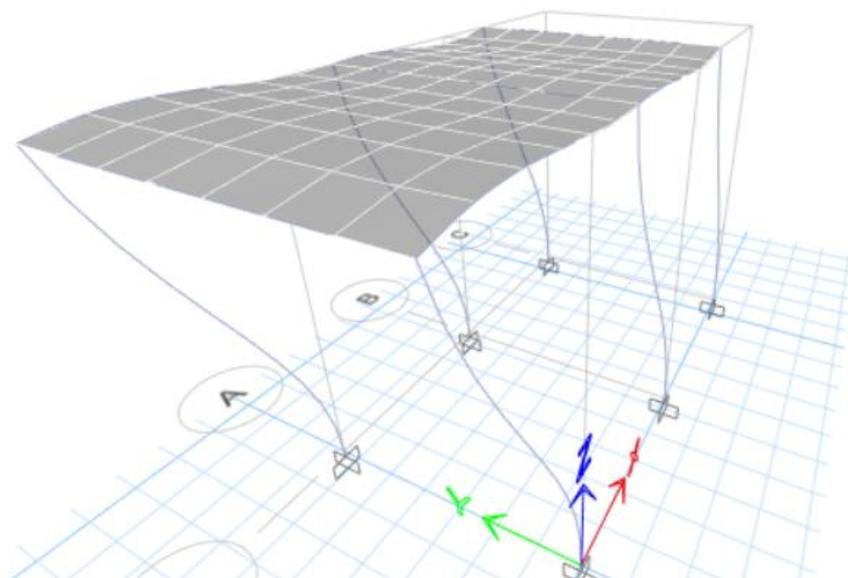
Tabla 29

Bloque 3 duración y colaboración de masas efectivas

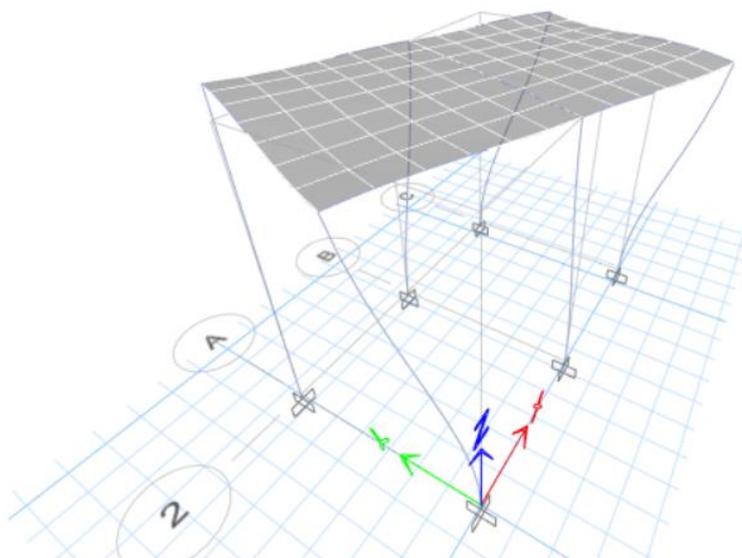
MODO	DURACIÓN	INDIVIDUAL (PERCENT)		MODE ACUMULATIVE SUM (PERCENT)	
		UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0.221	0	1	0	1
2	0.212	1	0	1	1
3	0.167	0	0	1	1

Figura 35

Bloque 3a mirada del modelo en el modo de vibración 2 ($T=0.212$ s)

**Figura 36**

Bloque 3a mirada del modelo en el modo de vibración 3 ($T=0.167$ s)



Fuerza cortante en la base por cargas estáticas

Al calcular la carga sísmica, el peso de la estructura tiene en cuenta el peso propio del edificio, el peso considerado y el peso de los pilares de hormigón de altura media.

Siendo el período de la Estructura: $T_x = 0.212 < T_p = 0.60$, entonces: $C_x=2.5$

$T_x = 0.221 < T_p = 0.60$, entonces: $C_y=2.5$

$V_{x-x} = 2.782 \text{ Tn}$

$V_{y-y} = 2.782 \text{ Tn}$

Para estructuras usuales, se toma el 80% de la cortante estática:

80% $V_{x-x} = 2.225 \text{ Tn}$

80% $V_{y-y} = 2.225 \text{ Tn}$

Fuerza de corte en la base por cargas dinámicas

$V_{DINX-X} = 2.782 \text{ Tn}$

$V_{DINY-Y} = 2.782 \text{ Tn}$

Como resultado del análisis dinámico en el sentido X-Y, el cortador inferior es superior al 80% del cortador estático. Como resultado, no es necesario aumentar el valor direccional X-X del cortador de $f=1,00$. Los resultados muestran que el cortador inferior es más del 80% del cortador estático cuando se realiza el análisis dinámico en el sentido Y-Y. Entonces, no es forzoso aumentar el cortante en el sentido Y-Y, $f=1,00$.

Para cumplir el mínimo especificado, no es necesario escalar proporcionalmente todos los demás resultados obtenidos en las direcciones X-X e Y-Y, excepto los desplazamientos, de acuerdo con la Norma de Diseño Sísmico NTE.030.

Máximos desplazamientos

Los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con sollicitaciones sísmicas reducidas se multiplicarán por 0,75 R para calcular los desplazamientos laterales para estructuras regulares. Para estructuras no lineales, los desplazamientos laterales se calcularán

multiplicando los resultados del análisis de la línea plástica por 0,85 R. Porque este edificio es de categoría A2, no se permiten irregularidades a nuestro caso.

A continuación, se muestran los desplazamientos amplificados:

Tabla 30

Bloque 3a deslizamientos máximos en dirección X-X

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX m	UY m
Story1	D1	CA-DSDX	Combination	Max	0.011621	0

Tabla 31

Bloque 3a deslizamientos máximos en dirección Y-Y

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX m	UY m
Story1	D1	CA-DSDY	Combination	Max	0	0.012688

Máximas distorsiones

La norma de Diseño Sismo Resistente E.030 establece que, para sistemas estructurales en donde la fuerza sísmica es resistida básicamente por pórticos y muros estructurales de concreto armado, la distorsión máxima permitida es del orden de 7/1000.

Tabla 32

Bloque 3a máximas deformaciones en dirección X-X

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift
Story1	CA-DSDX	Combination	Max	X	0.002567

Tabla 33*Bloque 3a máximas deformaciones en dirección Y-Y*

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift
Story1	CA-DSDY	Combination	Max	Y	0.00287

En cuanto al sistema estructural preponderante de tuberías, las distorsiones en ambas direcciones son inferiores a 0,007, según determina la norma E0.30. Del mismo modo, podemos decir que en las direcciones X e Y del edificio, las divisiones de aluminio se diseñarán como Elementos no Estructurales.

Juntas de separación sísmica

La separación mínima no debe ser inferior a 3 cm ni inferior a 2/3 del desplazamiento máximo calculado en el apartado anterior. Sí, entonces:

$$s = 2 \cdot (0.013) / 3 = 0.0087 \text{ m}$$

$$\text{Hacia: } s = 0.006h > 3\text{cm}$$

$$s = 0.006 \cdot (4.20) = 0.0252 \text{ m} \rightarrow s/2 = 0.013 \text{ m}$$

$$\text{Usar Junta Sísmica} = 5.00 \text{ cm}$$

Bloque 4*Alcance*

Siguiendo las directrices establecidas en las Normas Técnicas del RNE, los edificios han sido construidos y diseñados para alcanzar un buen comportamiento bajo cargas sometidas a determinadas acciones sísmicas externas, así como a acciones internas relacionadas con la Masa Propia, la Sobrecarga y las Instalaciones.

Bases para el diseño

Normas Aplicables del RNE

- NTE E020 "Cargas"
- NTE E030 "Diseño Sismo Resistente".
- NTE E050 "Suelos y Cimentaciones".
- NTE E060 "Concreto Armado".
- NTE E070 "Albañilería"
- NTE E090 "Estructuras Metálicas"

Hipótesis de análisis

El análisis de cada edificación se hizo con la utilización de un software de modelamiento para el análisis estructural. Se analizaron varios módulos utilizando modelos pseudo tridimensionales, que se supusieron infinitamente rígidos en respuesta a las acciones sobre su superficie.

En el análisis se observó un comportamiento lineal y elástico. Las vigas y los pilares se dibujaron como líneas rectas. Como elementos de superficie se modelaron los muros de hormigón armado, los forjados de hormigón armado y los ladrillos entrelazados. Se evaluaron únicamente los elementos estructurales en los modelos.

Dado que no contribuyen significativamente a la rigidez y resistencia del edificio, los elementos no estructurales se han incluido en el modelo como solicitudes de carga.

Propiedades de los Materiales

Concreto

Los elementos estructurales de concreto armado de la edificación cuentan con los valores de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y $E_c = 250,998 \text{ kg/cm}^2$.

Acero

Para el acero de refuerzo en estructuras de concreto armado se adoptado los valores de $F_y=4,200 \text{ kg/m}^2$ y $E_s= 2038,900 \text{ kg/cm}^2$.

Cargas Verticales

De conformidad con la norma de Cargas, E-020, se evaluaron las cargas verticales. Se utilizaron las dimensiones reales para estimar los pesos de las vigas, pilares y carriles, Considerando un gramaje específico de 2.400 kg/m^3 . Además, también se incluyó el cálculo del peso de 100 kg/m^2 para los recubrimientos de suelos y techos.

Debido a que son edificaciones de 1 nivel, se considerará una carga viva de 100 kg/m^2 .

Acciones de Sismo

El estudio de sismo se realizó correspondiendo con el estándar técnico E.030 «Diseño sismo resistente». Utilizando la superposición espectral modal, es decir, basándose en el uso de frecuencias naturales y modos de vibración que pueden determinarse mediante un procedimiento de análisis que considere adecuadamente las características de rigidez de la estructura y la distribución de masas. La herramienta utilizada fue la CQC. Se utilizaron los siguientes parámetros sísmicos, Considerando las características del suelo, las propiedades de la estructura y las necesidades de uso:

Condiciones de Carga:

- a) $1.4D+1.7L$
- b) $1.25D+1.25L_{\pm}1.00SX$
- c) $1.25D+1.25L_{\pm}1.00SY$
- d) $0.9D_{\pm}1.00SX$
- e) $0.9D_{\pm}1.00SY$

ANÁLISIS SISMICO

Zonificación:

Según la Norma de Diseño Sísmico E.030 vigente, a cada una de las zonas determinadas por la distribución de los niveles de sismicidad en el país se le asigna un factor Z. De acuerdo a la Tabla N°1 de la norma E.030, para la región Sierra, $Z= 0.45$ corresponde a la zona 4.

Parámetros del suelo:

Las propiedades geotécnicas se utilizan para clasificar los perfiles de suelo, asignándose la velocidad de propague de la onda de corte para determinar los tipos de estratos y sus respectivos espesores. Los correspondientes valores del factor de suelo S se extraerán de la tabla n° 3 del artículo 13 de la norma E.030.

Factor de amplificación sísmica

Las siguientes expresiones determinan el factor de amplitud sísmica (C) en función de las características del emplazamiento:

$$\begin{aligned} T < T_p & \quad C= 2.5 \\ T_p < T < T_L & \quad C= 2.5 (T_p / T) \\ T > T_L & \quad C= 2.5 (T_p \cdot T_L / T^2) \end{aligned}$$

El único factor que determina los parámetros de carga T_p y T_L , que se extraen de la Tabla N°4 de la norma E.030, es el tipo de perfil del suelo.

Categoría de las edificaciones

Dependiendo de la categoría de uso del edificio, cada estructura debe ser clasificada. En el presente caso, dado que el edificio está destinado a un establecimiento sanitario, se clasifica como edificio esencial A2. Por lo tanto, su factor de utilización será igual a $U=1,5$ para este análisis. De acuerdo con la tabla n° 5 de la norma E.030, se extrae este valor.

Sistemas estructurales

Los sistemas estructurales se clasifican en función de los materiales utilizados y del sistema sísmico dominante en cada sentido. En función de la clasificación de la estructura, se elige un factor de reducción de la fuerza sísmica R .

El sistema estructural se establece además de las definiciones mencionadas en el artículo 16 de la norma E.030. Según la clase de edificio y la zona sísmica, los sistemas estructurales permitidos se definen en la tabla 6 (artículo 17).

Configuración analizada (bloque 4)

Las consecuencias del análisis del Bloque 4 se exponen con el fin de verificar el coeficiente de reducción de la respuesta sísmica y confirmar los factores de irregularidad de acuerdo con el Apéndice I «Procedimiento sugerido para determinar las acciones sísmicas» de la Norma E030.

Medidas para el Análisis Sísmico – Bloque 4

Las medidas de diseño de resistencia sísmica son las que a continuación se indican:

Elemento de zona	$Z = 0.45$ (Zona 4)
Elemento de uso e importancia	$U = 1.50$ (Categoría A2)
Elemento de suelo	$S = 1.10$ (S3)
Duración del suelo	$T_p = 1.10$, $T_L = 1.60$
Duración fundamental	$T = h_n/C_t$
Donde:	$h_n = 3.20$ m
	$C_t = 35$
	$T = 0.09$ s

Elemento de amplificación sísmica

El sistema de reducción se aplica a pilares y vigas de hormigón armado, entonces, en un primer análisis:

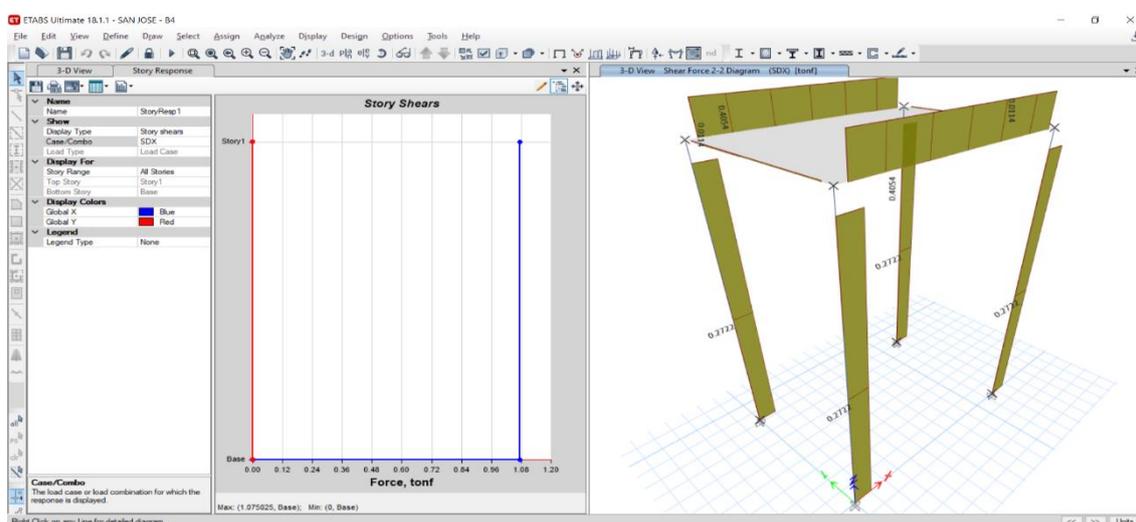
Sentido X-X	Sistema Estructural de Pórticos, $R = 8$
Sentido Y-Y	Sistema Estructural de Pórticos, $R = 8$

En el análisis estructural se ha hecho una evaluación de acuerdo a la norma sismo resistente en sistema estructural, resistencia en ambas direcciones y efecto rotacional, corroborando con el modelo y los cálculos presentados en la presente memoria, de acuerdo al artículo 16.1 de la norma E.030.

Esfuerzo cortante en muros estructurales

Figura 37

Comprobación de R – Bloque 4



En la dirección X, se analiza la cortante asumida por las columnas estructurales en esa dirección.

$$\sum V \text{ cortante en columnas Estructurales X-X} = 1.08 \text{ ton}$$

$$V_{X-X} = 1.08 \text{ ton}$$

$$\% \sum V \text{ cortante columnas Estruct. X-X} = 100 \%$$

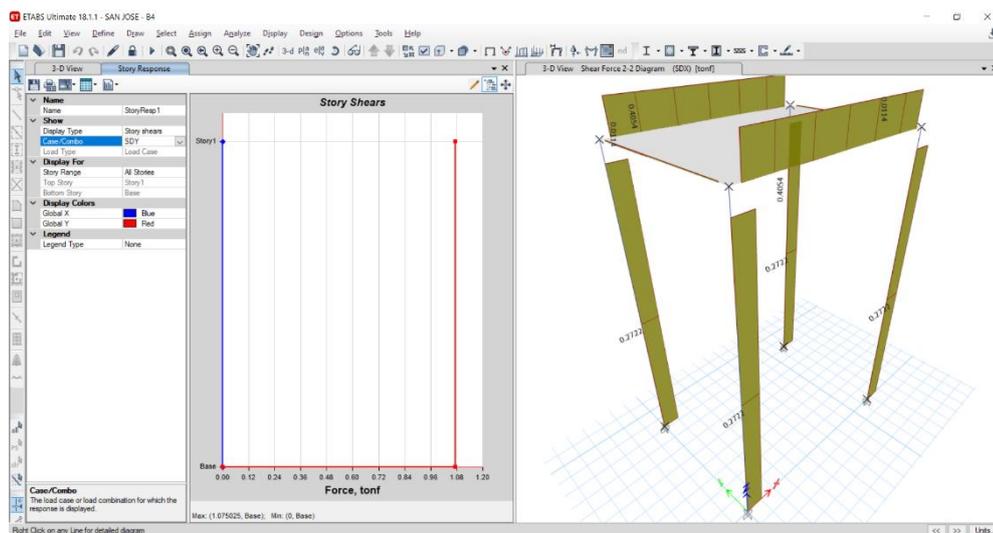
Por ejemplo, según el artículo 16 de la Norma E.030, se puede divisar cómo los pilares estructurales de hormigón armado soportan todo el peso del edificio a nivel del suelo en la dirección X, lo cual contribuye a la resistencia sísmica.

$$R_{x-x} = 8$$

En el sentido Y, se analiza la cortante asumida por las columnas estructurales en esa dirección.

Figura 38

Comprobación de R – Bloque 4



ΣV cortante en Columnas Estructurales Y-Y = 1.08 ton

VY-Y = 1.08 ton

% ΣV cortante Columnas Estruct. Y-Y = 100 %

Según el artículo 16 de la Norma E.030, los pilares estructurales de hormigón armado presentan la resistencia sísmica, ya que soportan todo el peso del edificio en la dirección X, al nivel del suelo.

$$R_{y-y} = 8$$

Se ha realizado una evaluación del análisis estructural de acuerdo con las normas de sistema sísmico resistivo, dirección y resistencia axial y efecto rotacional. Conforme al artículo 16.1 de la norma E.030, esta evaluación se basa sobre el modelo y los cálculos proporcionados en esta memoria.

Factores de anomalía en altura

a) Anomalía de rigidez – Piso blando

En cualquiera de las tres direcciones de análisis, existe anomalía de rigidez cuando la rigidez lateral de una grieta es inferior al 70% de la rigidez lateral de la grieta superior inmediatamente adyacente, o inferior al 80% de la rigidez lateral media de los tres niveles altos adyacentes. Las rigideces laterales podrán calcularse mediante la relación existente entre la fuerza cortante de cizalladura y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masa, evaluados ambos en las mismas condiciones de carga.

A continuación, podemos ver las distorsiones en las direcciones de análisis:

Debido a que es una edificación de 1 nivel, En ambos los sentidos de análisis, no se observa irregularidad en la rigidez - piso blando.

b) Anomalía de Resistencia – Piso débil

Cuando la resistencia a las fuerzas de corte es inferior al 80% de la resistencia inmediatamente siguiente, en cualquier dirección del análisis, existe irregularidad de resistencia.

Debido a que es una edificación de 1 nivel, en todas las direcciones del análisis no muestra irregularidades de rigidez - suelo débil.

c) Anomalía de masa o peso

Se tiene anomalía de masa (o peso) cuando el peso de un piso, concluyente según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se emplea en azoteas ni en sótanos.

Debido a que es una edificación de 1 nivel, NO presenta anomalía de masa o peso para ambos sentidos.

d) Anomalía geométrica vertical

Cuando la dimensión de la sección transversal de la estructura portante es más de 1,3 veces la dimensión correspondiente en un piso adyacente, en cualquiera de las direcciones de análisis, la configuración es irregular. Tanto las azoteas como los sótanos no cumplen este criterio.

Debido a que es una edificación de 1 nivel, NO presenta este tipo de anomalía.

e) Detención en los sistemas resistentes

Cuando cualquier elemento que resista una fuerza de corte superior al 10% presenta una desalineación vertical, ya sea debido a un cambio de orientación o a un desplazamiento del eje de magnitud superior al 25% de la dimensión correspondiente del elemento, la estructura se clasifica como irregular.

Los elementos verticales continuos, de idéntico tamaño y completamente sin salar atraviesan las diferentes plantas. Por lo tanto, el edificio no presenta irregularidades ni discontinuidades en los sistemas resistentes para ambos sentidos.

f) Factores de anomalía en planta**- Anomalía torsional**

Cuando la deformación por tensión relativa máxima en un extremo del edificio ($\Delta_{\text{máx}}$) en esa dirección, calculada con excentricidad accidental, es superior a 1,3 veces la deformación por tensión relativa media en los mismos extremos del edificio bajo la misma condición de carga (Δ_{prom}), entonces existe irregularidad torsional en cualquier dirección de análisis.

Este criterio sólo se aplica a edificios con vigas rígidas y sólo si el desplazamiento relativo máximo durante la carga es superior al 50% del desplazamiento admisible.

Si el deslizamiento relativo mayúsculo durante la inyección es superior al 50% del desplazamiento admisible, se considerará que la inyección se ha realizado correctamente.

Tabla 34*Bloque 4 distorsiones en las dos direcciones*

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift
Story1	CA-DSDX	Combination	Max	X	0.003162
Story1	CA-DSDY	Combination	Max	Y	0.002977

a) Esquinas entrantes

Se define como estructura irregular aquella que tiene esquinas cuyas dimensiones en ambas direcciones son superiores al 20% de la dimensión total de la planta correspondiente. La disposición típica de la estructura, a través de los distintos niveles, le confiere una forma rectangular.

Por lo tanto, no tiene entradas en ambas direcciones.

b) Discontinuidad del diafragma

Se entiende por estructura irregular los discos con discontinuidades pronunciadas o variaciones significativas de la rigidez, como aberturas que cubren más del 50% de la superficie del disco. También existe incoherencia cuando, para cualquier dirección de análisis y en cualquier planta, hay una fractura transversal de la diáfisis con un área resistente neta inferior al 25% del área de la sección transversal total en la misma dirección, calculada con las dimensiones totales de la planta.

El edificio no tiene aperturas, por lo que no hay irregularidades de este tipo en ninguna dirección.

c) Sistemas no paralelos

El incongruimiento de elementos resistentes a fuerzas laterales en cualquiera de las direcciones de análisis no constituye irregularidad.

Esta regla no se aplica cuando las esquinas de los postes o paredes forman ángulos inferiores a 30 grados, o cuando los elementos no paralelos resisten menos del 10% de la fuerza de corte del suelo.

La planta constante típica de la estructura, con ejes resistentes perfectamente paralelos a ambas direcciones de análisis en las diferentes plantas, hace que no tenga sistemas no paralelos.

Como resultado, NO existe ningún tipo de irregularidad para ninguna de las dos direcciones del edificio.

Factores de anomalía en planta y altura:

No se permiten anomalías previamente verificadas para los Edificios Esenciales Categoría A2, Categoría y Regularidad de los Edificios Artículo 21 del R.N.E. 0.30. Y así:

Para el estudio sísmico:

Dirección X-X $I_a = 1.00$

$I_p = 1.00$

$$\mathbf{R = R_0 \times I_a \times I_p = 8 \times 1.00 \times 1.00 = 8.00}$$

Dirección Y-Y $I_a = 1.00$

$I_p = 1.00$

$$\mathbf{R = R_0 \times I_a \times I_p = 8 \times 1.00 \times 1.00 = 8.00}$$

Aceleración espectral

Para cada una de las direcciones examinadas, la aceleración espectral puede calcularse utilizando un espectro elástico de pseudo aceleraciones determinado por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g$$

Tabla 35

Medidas para el análisis sísmico – bloque 4

Medidas para el Análisis Sísmico – bloque 4	
Elemento de zona (Zona 4)	$Z = 0.45$
Elemento de uso e importancia (Categoría A2)	$U = 1.50$
Elemento de suelo (S3)	$S = 1.10$
Tiempos predominantes del suelo	$T_p = 1.00$ s
	$T_L = 1.60$ x
Disminución de la respuesta	
Sistema estructural de pórticos	$R_{X-X} = 8.00$
Sistema estructural de pórticos	$R_{Y-Y} = 8.00$

Figura 39

Bloque 4 pseudo aceleraciones espectrales en el sentido X-X. R.N.E. E.030, 2018.

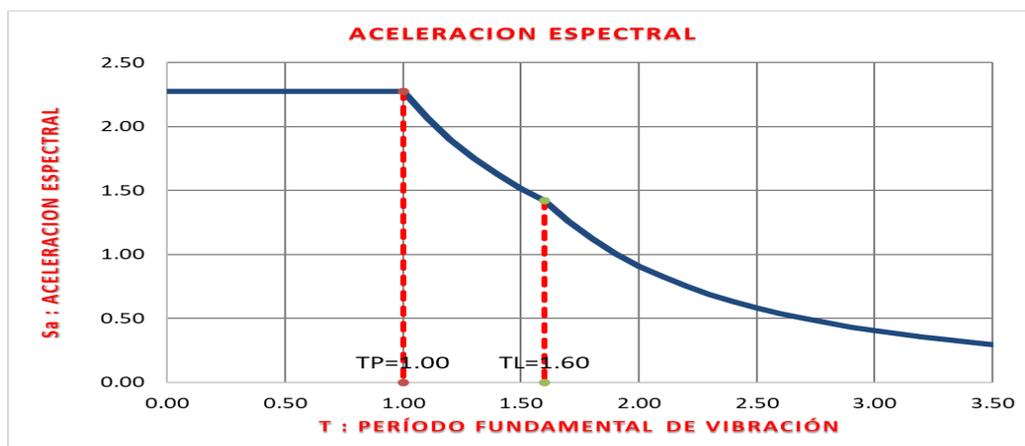
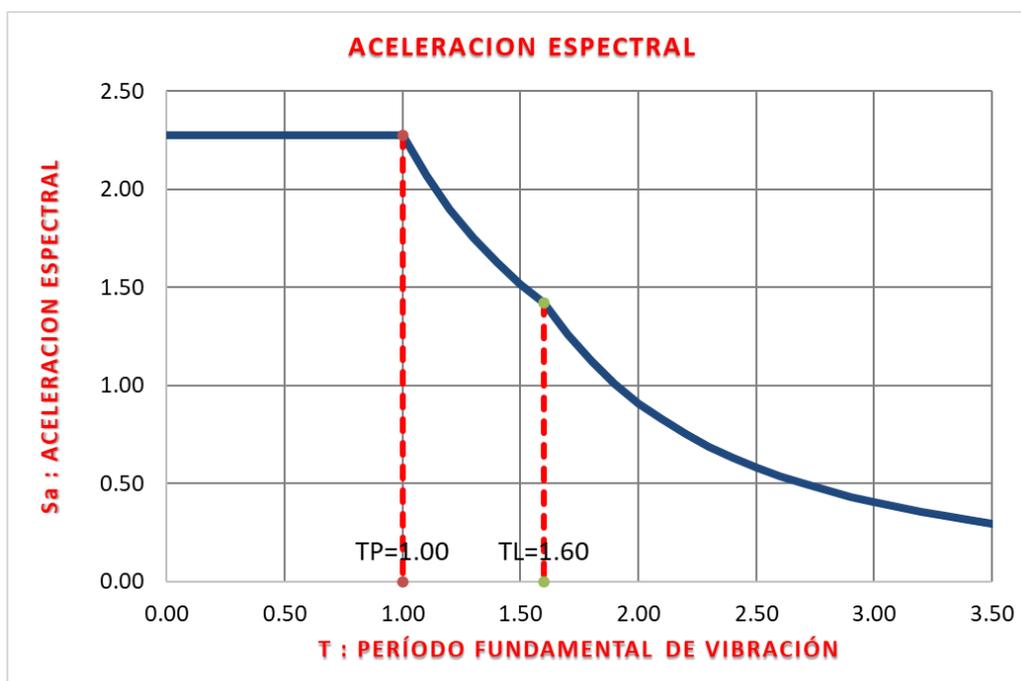


Figura 40

Bloque 4 pseudo aceleraciones espectrales en el sentido Y-Y. R.N.E. E.030, 2018.



RESULTADOS DEL ANÁLISIS – BLOQUE 4

Modelo matemático

Figura 41

Bloque 4 modelo 3D, para el análisis

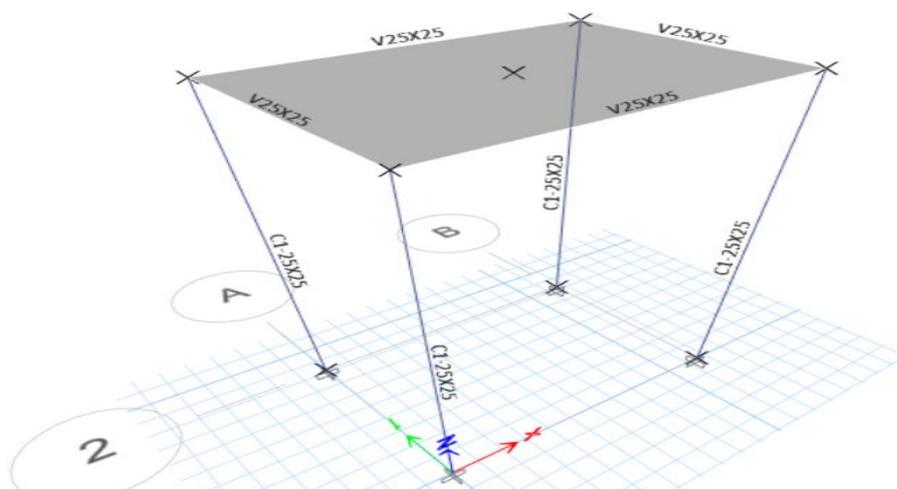
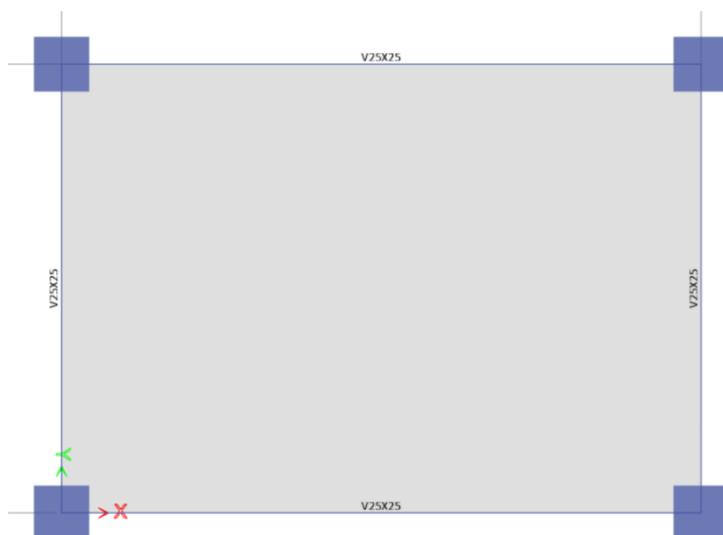
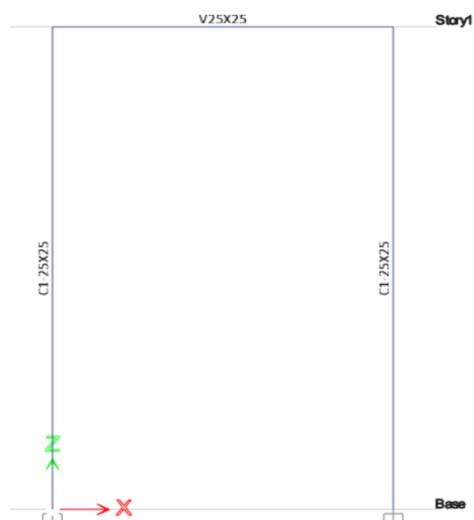


Figura 42

Bloque 4 mirada de la planta típica del módulo examinado

**Figura 43**

Bloque 4 mirada de prominencia del módulo examinado



Masa de la Estructura

Para la estimación de la masa se evaluaron según lo especificado en la Norma de Diseño Sismo Resistente E.030 (Artículo 26) y en la Norma de Cargas E.020. Se incluyeron para la carga muerta las masas de las losas, vigas, columnas, tabiquería, acabados de piso y techo.

Además, para la carga viva, se consideraron niveles intermedios para el 50% de la sobrecarga y azotea para el 25%. Las masas en cada nivel se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 36

Bloque 4 masas por piso

Story	Masa X tonf- S ² /m	XCM m	YCM m	XCR m	YCR m
D1	0.27597	1.45	1.025	1.45	1.025

Modos de vibración

El software de modelamiento para el análisis estructural determina las rigideces y calcula las frecuencias naturales y los modos de vibración de las estructuras.

Tabla 37

Bloque 4 tiempos y recurrencias

MODO	DURACIÓN	RECURRENCIA (CYC/SEC)	RECURRENCIA (RAD/SEC)	EIGEN (RAD/SEC) ²
1	0.235	4.25	26.7048	713.146
2	0.227	4.412	27.7197	768.3834
9	0.162	6.187	38.8754	1511.3001

Nota: La norma E.030 establece en su artículo 29 que deben tenerse en cuenta los modos de vibración cuyas masas efectivas totales constituyan al menos el 90% de la masa de la estructura.

Tabla 38

Bloque 4 tiempos y participación de masas efectivas

MODO	DURACIÓN	INDIVIDUAL (PERCENT)		MODE ACUMULATIVE SUM (PERCENT)	
		UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0.235	1	0	1	0
2	0.227	0	1	1	1
3	0.162	0	0	1	1

A continuación, se muestran los desplazamientos y rotaciones de los tres (03) primeros modos de vibración característicos.

Figura 44

Bloque 4 vista del modelo en el modo de vibración 1 ($T=0.235$ s)

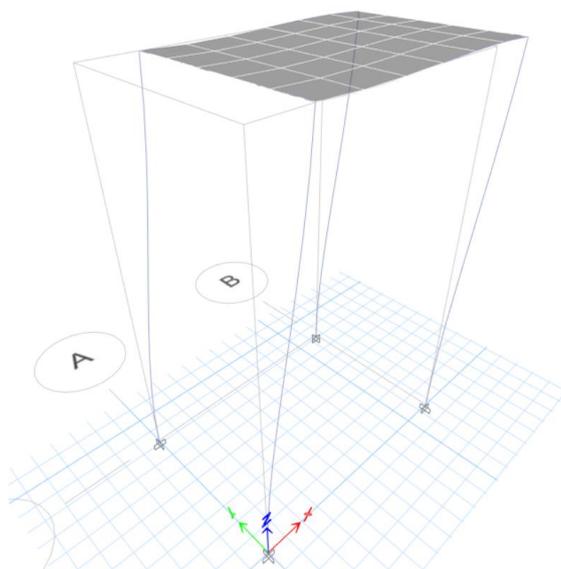
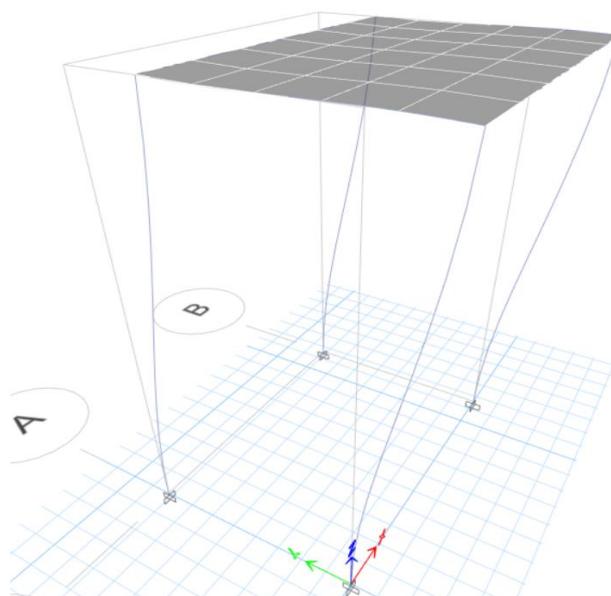
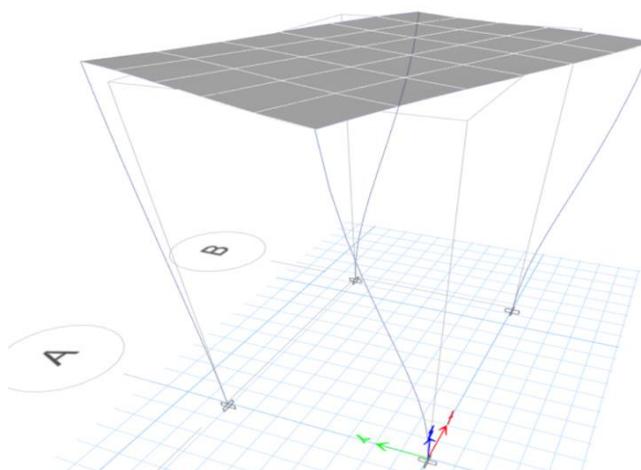


Figura 45

Bloque 4 vista del modelo en el modo de vibración 2 ($T=0.227$ s)

**Figura 46**

Bloque 3 vista del modelo en el modo de vibración 3 ($T=0.162$ s)



Fuerza cortante en la base por cargas estáticas

Para determinar la carga sísmica, en el cálculo del peso de la estructura se tienen en cuenta el peso propio del edificio, el peso propio considerado y el peso de los pilares de cemento a mediana altura.

Existiendo el periodo de la Estructura $T_x = 0.235 < T_p = 0.60$, así: $C_x = 2.5$

$T_y = 0.227 < T_p = 0.60$, así: $C_y = 2.5$

$$V_{x-x} = 1.075 T_n$$

$$V_{y-y} = 1.075 T_n$$

Muchos 80 por ciento de la cortante estática se usa para estructuras regulares:

$$80 \text{ por ciento } V_{x-x} = 0.86 T_n$$

$$80 \text{ por ciento } V_{y-y} = 0.86 T_n$$

Fuerza de corte en la base por cargas dinámicas

$$V_{DIN X-X} = 1.075 T_n$$

$$V_{DIN Y-Y} = 1.075 T_n$$

Como resultado del estudio dinámico en el sentido X-Y, el cortador inferior es superior al 80% del cortador estático. Como resultado, no es necesario aumentar el valor direccional X-X del cortador de $f=1,00$. Los resultados muestran que el cortador inferior es más del 80% del cortador estático cuando se realiza el análisis dinámico en la dirección Y-Y. Así pues, no es obligatorio aumentar el cortador en el sentido Y-Y, $f=1,00$.

No es necesario escalar proporcionalmente la totalidad de los resultados obtenidos en las direcciones X-X e Y-Y, excepto los desplazamientos, para cumplir con el mínimo establecido, según la Norma de Diseño Sísmico NTE.030.

Máximos desplazamientos

Los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con solicitaciones sísmicas reducidas se multiplicarán por 0,75 R para calcular los desplazamientos laterales para estructuras regulares. Para estructuras no lineales, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando los resultados del análisis de la línea plástica por 0,85 R. Porque este edificio es de categoría A2, no se permiten irregularidades a nuestro caso.

A continuación, se muestran los desplazamientos amplificados:

Tabla 39

Bloque 4 deslizamientos máximos en sentido X-X

Nivel	Caso de carga	UX	UY
		m	m
PISO 1	SDX	0.003192	0

Tabla 40

Bloque 4 deslizamientos permitidos según NTP E030 en sentido X-X

Nivel	Caso de carga	$0.75 \cdot R \cdot UX$	$0.75 \cdot R \cdot UY$
		m	m
PISO 1	SDX	0.014362	0

Tabla 41*Bloque 4 deslizamientos máximos en sentido Y-Y*

Nivel	Caso de carga	UX m	UY m
PISO 1	SDY	0	0.002962

Tabla 42*Bloque 4 deslizamientos permitidos según NTP E030 en sentido X-X*

Nivel	Casa de carga	0.75*R*UX m	0.75*R*UY m
PISO 1	SDY	0	0.013329

Máximas distorsiones

La Norma de Diseño Sismo resistente E.030 establece que, para sistemas estructurales en donde la fuerza sísmica es resistida básicamente por pórticos y muros estructurales de concreto armado, la distorsión máxima permitida es del orden de 7/1000.

Tabla 43*Bloque 4 máximas distorsiones en sentido X-X*

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift
Story1	CA-DSDX	Combination	Max	X	0.003162

Tabla 44*Bloque 4 máximas distorsiones en sentido Y-Y*

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift
Story1	CA-DSDY	Combination	Max	Y	0.002977

En cuanto al sistema estructural predominante de tuberías, las distorsiones en ambas direcciones son inferiores a 0,007, según determina la norma E0.30. Del mismo modo, podemos decir que en las direcciones X e Y del edificio, las divisiones de aluminio se diseñarán como Elementos No Estructurales.

Juntas de separación sísmica

No más de 3 cm ni 2/3 del deslizamiento máximo calculado en el apartado anterior debe ser el mínimo de esta distancia. Y así:

$$s = 2 \cdot (0.014) / 3 = 0.009 \text{ m}$$

Donde: $s = 0.006h > 3\text{cm}$

$$s = 0.006 \cdot (3.2) = 0.019 \text{ m} \rightarrow s/2 = 0.0096 \text{ m}$$

Usar Junta Sísmica = 5.00 cm

$$V_u > 0.5 \phi V_c \quad p_h \geq 0.0025 \text{ y } p_v \geq 0.0025$$

$$V_u < 0.5 \phi V_c \quad p_h \geq 0.0020 \text{ y } p_v \geq 0.0015$$

Sistema estructural de MDL

Se trata de un sistema estructural en el que la resistencia en ambas direcciones a las cargas sísmicas y gravitatorias la proporcionan muros de hormigón armado que pueden desarrollar importantes desplazamientos inelásticos. Las paredes son bajas, no hay aprisionados

y el esfuerzo vertical se concentra en una sola esquina. Se componen de lozas macizadas o aligeradas y funcionan como diafragma rígido.

Actualmente, el Sistema MDL es ampliamente empleado en el Perú, gracias a la soltura que la industrialización ha aportado a este sistema, a través del uso de vigas estructurales de acero y prefabricados de concreto, lo que hace más rápido y económico el desarrollo del proceso constructivo de las obras. Este sistema basa su importancia estructural en la utilización de muros de hormigón, que garantizan que no se produzcan cambios bruscos en las propiedades resistentes, especialmente en la rigidez. Su gran resistencia, causada por una importante extensión de las áreas estructurales de los muros, es su principal característica.

Estos elementos absorben cortantes grandes que, en turno, producen momentos grandes debido a la gran rigidez lateral de los MDL. Si los muros están expuestos, se comportan como elementos sometidos a esfuerzos de compresión y flexión, y pueden diseñarse utilizando la conjetura básica de flexión.

Cuantía mínima de esfuerzo

La cantidad mínima de refuerzo vertical y horizontal de los muros debe cumplir las siguientes limitaciones, de acuerdo con la Norma para Edificios con MDL:

En caso en que h_m/L_m es menor o igual a 2, la cantidad de refuerzo vertical no debe ser menor que la cantidad horizontal. Se pueden aplicar de manera similar a la resistencia del acero con estas cantidades.

Diseño por flexión o flexocompresión

Las directrices básicas establecidas para la flexocompresión pueden aplicarse a los muros fisurados ($H/L \geq 1$) investigando la resistencia a partir de una relación carga axial-momento.

Una vez medidas las secciones transversales del muro, el cálculo del acero puede realizarse simplemente iterando entre las siguientes expresiones, sólo iterando entre los subsiguientes términos.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \quad (3.1)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (3.2)$$

Donde:

M_u – período de diseño, deducido por carga muerta y carga de sismo

ϕ – factor de disminución de resistencia e igual a 0.90

f_y – esfuerzo de fluencia del acero

d – peralte efectivo

a – depresión del bloque equivalente en compresión del concreto

A_s – área de acero por flexión

f – resistencia del concreto a la flexocompresión

B – grosor de la sección

En paredes con baja resistencia a cortante ($H/L < 1$) y fuerzas axiales sin flecha, no son válidas las líneas de flexocompresión establecidas, sino que debe calcularse el área de la armadura de extremo mediante la fórmula de la Norma E.060 para secciones rectangulares.

$$M_u = A_s f_y Z \quad (3.3)$$

$$Z = 0.4L \left(1 + \frac{H}{L}\right) \quad \text{Si } 0.5 < \frac{H}{L} < 1 \quad (3.4)$$

$$Z = 1.2H \quad \text{Si } \frac{H}{L} \leq 0.5 \quad (3.5)$$

Debe aplicarse un esfuerzo vertical dispersa a lo largo del muro, mejorando ambos extremos. Los refuerzos se colocarán a lo largo del muro a intervalos regulares. El acero de refuerzo vertical cumple los requisitos mínimos.

A menos que la cantidad de refuerzo vertical distribuido exceda de 0.01 o se requiera para compresión (Norma EMDL), no está limitado por estribos.

Si la resistencia calculada en la fibra sometida excede de $2\sqrt{f'}$ bajo comportamiento elástico lineal (fórmula 3.6), así pues, es necesario comprobar, mediante la fórmula 3.7, que la fibra sometida a los bordes proporciona un momento resistente al menos igual a 1,2 veces el M_{cr} de la sección (especificaciones EMDL).

En que

M_{cr} - instante de agrietamiento.

I_g - instante de inercia bruta de la sección.

f'_c - resistencia del concreto a la compresión.

P_u - Carga axial último.

A_g - área bruta de la sección

Y_t - distancia del eje centroidal de la sección integral a la fibra extrema en tracción (sin meditar el esfuerzo) o $L_w/2$

L_w - longitud del alma de la sección.

Diseño por fuerza cortante

La fórmula 3.8 se utiliza para calcular los muros reforzados causados por fuerzas coplanares que actúan sobre $V_u \leq V_n$.

$$\phi V_c = \phi \cdot A_c \cdot a \cdot \sqrt{f'_c} \quad (3.8)$$

En que:

$$\square - 0.85$$

AC - área de corte en el sentido analizado.

α - valor que obedece al coeficiente entre la altura integral del muro h_m (desde el nivel del suelo hasta el punto más alto) y la longitud plantar L_m .

$$\text{Si: } \left(\frac{h_m}{L_m}\right) \leq 1.5 \quad \square \quad \alpha = 0.8$$

$$\text{Si: } \left(\frac{h_m}{L_m}\right) \geq 2.5 \quad \square \quad \alpha = 0.53$$

Si: $1.5 < \left(\frac{h_m}{L_m}\right) < 2.5$ \square α se consigue interponiendo entre 0.8 y 0.53 y V_n no

Deberá exceder de $2.7\sqrt{f'c}$.

Cuando un muro está sometido a fuerzas de tracción significativas o cuando las fuerzas de compresión son pequeñas ($N_u/A_g < 0.10f'c$), debe suponerse $V_c = 0$.

La fuerza de corte derivada del análisis (V_{ua}) debe ser mayor que la fuerza de corte derivada del diseño (V_u), que se amplifica por el solapamiento entre las marcas de tiempo nominal y analítica (M_n y M_{ua} , respectivamente), es decir:

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}}\right) \quad (3.9)$$

Podemos obtener el trayecto «d» desde el extremo de la fibra de compresión hasta el centro de la fuerza de arrastre de la armadura utilizando un análisis de compatibilidad de deformaciones. Adherencia a un valor cercano de $d = 0.8L$ es permitido por la norma.

REFORZAMIENTO DE MUROS

➤ Reforzamiento horizontal por corte

Una armadura de empalme horizontal debe ser colocada cuando V_u sea superior a V_c .

La siguiente fórmula se utilizará para determinar el área de este esfuerzo:

$$V_s = \frac{A_y f_y d}{s} \quad (3.10)$$

La cantidad ρ_h de reforzamiento horizontal por corte será mayor o igual a 0.0025 (ρ_h es toda la sección vertical de hormigón del tramo en estudio). Los siguientes parámetros no serán superados por el blindaje de la armadura en posición horizontal:

- $L/5$
- $3t$
- 45cm

Para desarrollar plenamente su esfuerzo de flujo, el reforzamiento vertical debe aferrarse en los bordes exteriores del confinamiento del muro.

➤ **Reforzamiento vertical por corte**

ρ_v , la cantidad de reforzamiento vertical obtenido mediante aserrado (en este caso, toda la losa horizontal de hormigón) es igual a:

$$\rho_v = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{H}{L})(\rho_h - 0.0025)] \quad (3.11)$$

Sin embargo, debe ser superior al reforzamiento horizontal necesario. Ningún reforzamiento vertical debe ser superior a los valores siguientes:

- $L/3$
- $3t$
- 45 cm

Si V_u es inferior a $0.5 \phi V_c$, Las cantidades de refuerzo horizontal y vertical podrán disminuirse a los niveles siguientes:

$$\phi_h > 0.0020$$

$$\phi_v > 0.0015$$

Si el grosor del muro es de al menos 25 centímetros, el refuerzo debe cortarse vertical y horizontalmente y distribuirse por ambas caras.

La base de todos los muros debe tener suficiente resistencia al corte y al cizallamiento (ϕV_n) y esto se garantiza mediante el refuerzo distribuido verticalmente. Las resistencias al corte por fricción deben determinarse mediante la fórmula:

$$\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v f_y) \quad (3.12)$$

Los coeficientes de fricción deben utilizarse como $\mu = 0,6$ y $\beta = 0,85,5$ cuando se calculará la última fuerza normal (N_u) en función del peso muerto (N_m), ya que $N_u = 0,9N_m$. Sin embargo, si todo está bien preparado, el grupo decidirá por unanimidad que $\mu = 1$.

CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

Basándonos en nuestras experiencias pasadas, sabemos que un dimensionamiento previo adecuado implica garantizar una densidad de muros de 50 cm² por m² de superficie cubierta en todas las direcciones de la planta. La superficie total cubierta se tiene en cuenta a la hora de determinar la densidad en planta.

Es preferible disponer de muros de longitud uniforme para no concentrar los esfuerzos en otros lugares; por eso se suele aconsejar construir en tándem varios muros ($\geq 4.00\text{m}$) metros de longitud. Los muros de separación, que también ayudan a reducir la contracción y la temperatura, son un complemento práctico para cualquier edificio de gran extensión.

No se recomienda utilizar el sistema de muros de separación de DI cuando el aparcamiento se encuentra en la planta baja o en el sótano, porque al hacerlo se crea una discontinuidad y se convierte la planta baja en una superficie "en blanco" que debe desarrollarse con una gran ductilidad, lo que no es fácil de conseguir.

CÁLCULO DE MASAS Y PESO DE LA CONSTRUCCIÓN

La métrica de carga del edificio se calculó utilizando los pesos por unidad del Apéndice 1 y las distintas cargas distribuidas de la Tabla 1 de la Norma E.020.

La distribución de las masas de la estructura se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 45

Peso y masa de la construcción

GRADO	PESO (T)	MASA (T.s ² /m)
1ro	187.583	19.12
2do	171.921	17.52
3ro	171.921	17.52
4to	167.049	17.02

Cuenta de la Construcción P = 698.474T

El peso del edificio se determinó incluyendo el 25% de su carga viva total en el cálculo de su carga permanente, suponiendo que el edificio es de categoría C.

CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL (REGULARIDAD) DE LA EDIFICACIÓN

Los resultados de las verificaciones de altura y planta exigidas por el artículo 11 de la norma E.030 figuran en la tabla 24.

Tabla 46*Configuración estructural (MDL)*

Anomalías estructurales en Altura	Nivel	1er		2do		3ro		4to		Condición	Obs.
	Parámetros	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y		
Anomalías de Rigidez	Área Sec. (m2)	5.87	8.15	5.87	8.15	5.87	8.15	5.87	8.15	A<85%A	Cumple
Anomalías de masas	(Masas (Tn)	19.12		17.52		17.52		17.02		M<1.5M	Cumple
Anomalías geométricas vertical	Área de planta (m2)	194.89		194.89		194.89		194.89		Ap<1.3Ap	Cumple
Retraso en los Sist.Resist.	Elemento vertical	No		No		No		No		Desalineam.	Cumple

Nota: RBE Norma E030 Art.11/elaboración propia – 2016

Anomalías estructurales en Planta	Nivel	Parámetros	Nivel				Condición	Obs.
			1er	2do	3er	3to		
Anormalidad de Torsional		Desplazamiento (m)	0.00236	0.00183	0.00181	0.00171	$\Delta > 50\% \Delta$	Cumple
Detención del Diafragma		Área Total = 194.89	194.89	194.89	194.89	194.89	Ap<1.3Ap	Cumple
Sistemas no Paralelos		Long Paralelas	NO	No	No	NO	No parale.	Cumple

Nota: Fuente RNE Norma E030 Art.11/creación propia - 2016

EVALUACIÓN POR DENSIDAD DE MUROS

Para garantizar que no se producirá un derrumbe causado por un corte inadecuado de los muros, se comparará el cortado sísmico de la estructura con el cortado admisible del cerro. Murros de 10 y 12,5 cm han sido considerados. Además de la excentricidad exigida por la Norma, dispersados de manera adecuada en ambas direcciones.

Los siguientes criterios se han tomado de la NDS E.030 para evaluar la fisura sísmica de la cimentación:

Criterio de Zona (Zona 3)	$Z = 0.35$
Criterio de utilización o grado	$U = 1$
Criterio de superficie	$S = 1.20$
Tiempo	$T = hn/Ct$

En que:

- T - Período esencial de la estructura (s) $hn = 10.40$
- Altura del edificio (m)

$Ct = 60$ - Coeficiente del tiempo preponderante del edificio

Así:

$$T = \frac{10.40}{60} = 0.173$$

Criterio de ampliación de sismo

$C = 2.5 (T_p/T)$, siendo $C \leq 2.5$ $C = 2.5(1.00/0.173) = 14.45 > 2.5 \square C = 2.5$

Coeficiente de disminución de sismo $R = 4$

Tiempo preponderante de la superficie $T_p = 1.0s$

Fuerza de corte de la base

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

$$V = \frac{0.35 \times 1 \times 2.5 \times 1.2}{4} * 698.47$$

$$V = 183.34T$$

No es aceptable que la fuerza de corte en los cimientos del edificio sea inferior al 80% del valor calculado en ninguna de las direcciones que estamos considerando.

$$V = 0.80 \times (183.34) = 146.67T$$

➤ Reforzamiento de corte aceptable (V_a):

$$V_a = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

$$V_a = 0.53 \sqrt{210}$$

$$V_a = 76.80T/m^2$$

Reforzamiento último (V_u):

$$V_u = 0.85V_a$$

$$V_u = 0.85 \times 76.80$$

$$V_u = 65.28 \text{ T/m}^2$$

La figura 14 enseña la colocación X e Y de cada una de las paredes marcadas de acuerdo con las tablas 47 y 48.

Tabla 47

Longitud y área de muros - muros en dirección X

Muro	Lm (m)	T(m)	Nro. de veces
M1X	1.40	0.10	4
M2X	1.40	0.10	4
M3X	1.00	0.10	4
M4X	0.80	0.10	4
M5X	3.20	0.10	4
M6X	3.30	0.10	4
M7X	1.70	0.10	4
M8X	2.50	0.10	2
M9X	3.40	0.10	2
M10X	2.50	0.10	1

Tabla 48*Longitud y áreas de muros - muros en dirección Y*

Muro	Lm (m)	t (m)	N° veces
M1Y	4.50	0.125	4
M2Y	2.80	0.10	4
M3Y	4.50	0.10	4
M4Y	0.80	0.10	4
M5Y	1.15	0.10	4
M6Y	1.80	0.10	2
M7Y	1.85	0.10	4
M8Y	2.75	0.10	4
Área Total			8.15 m2

INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Para conseguir una conducta más realista, se incluyó la influencia de la interacción suelo-estructura en el análisis estructural, y revisaremos los elementos necesarios para desarrollar esta hipótesis.

Coefficientes de rigidez de la superficie;

En la tabla 8 se muestran los pasos y cálculos para el tipo dinámico de D.D. Barkan y O.A. Savinov.

La tabla 9 muestra el procedimiento de cálculo para el modelo dinámico estándar ruso.

Los coeficientes de rigidez del suelo se muestran en la tabla 49.

Tabla 49*Coefficientes de rigidez del suelo*

Modelo	K_x(T/m)	K_y(T/m)	K_z(T/m)	K_{px}(T.m)	K_{qy}(T.m)	K_{pz}(T.m)
Dinámico						
Barkan	385891.56	385891.56	496488.98	10552839.11	20338788.82	0.00
Norma Rusa	152384.97	152384.97	217692.81	8057094.64	14585804.33	3473249.10

Cálculo de masas de la Platea de base

En la tabla 50 se tabulan las densidades de las placas de cemento

Tabla 50*Densidades placa de cemento*

M_x	M_y	M_z	M_{mx}	M_{my}	M_{mz}
13.26	13.26	13.26	232.62	346.48	578.51

**DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE RIGIDEZ DEL SUELO CONFORME
AL MODELO. DINÁMICO DE LA NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87**

- a) Asumimos el valor de b_0
- b) Determinación de los Coeficientes de Desplazamiento y Compresión

$$C_z = 1116.9416 \text{ tn/m}^3$$

$$C_x = 781.8591 \text{ ton/m}^3$$

- c) Determinación de Coeficientes de Rigidez

$$K_x = 8057094.6361 \text{ ton.m}$$

$$K_y = 14585804.3328 \text{ ton.m}$$

$$K_y = 3473249.1007 \text{ ton.m}$$

SISTEMA ESTRUCTURAL DE AC.

Se trata de un método de edificación en el que las piezas individuales de albañilería se apilan unas sobre otras y se mantienen unidas con mortero para crear una estructura única y sólida conocida como muro. Cuando el muro queda completamente rodeado de hormigón armado vacío tras la construcción, es cuando comienza la albañilería confinada.

La mayoría de las viviendas y edificios multifamiliares de Perú se construyen con este método, que puede soportar hasta cinco niveles. La mayoría de estos edificios tienen como motivo su popularidad, los espacios interiores tienen dimensiones relativamente pequeñas, que típicamente oscilan entre 3,00 y 4,50 m; Por lo tanto, es muy útil que los compendios verticales que se utilizan para confinar espacios tengan también ocupaciones estructurales; y de hecho, los muros de piedra cumplen ambos y además son abundantes en nuestro entorno natural.

La CAPECO realizó una encuesta de edificación urbana en Lima y Callao en julio de 2003, y sus resultados muestran que el 69% de las viviendas de la muestra están construidas con albañilería (ladrillo y concreto), mientras que el 15,6% maneja cemento armadillo, que exhibe un alto nivel de resiliencia frente a los desastres naturales.

RNE

Espesor efectivo “t” del muro:

El efectivo espesor menor será

$$t \geq \frac{h}{20} \text{ para las zonas Sísmicas}$$

Esfuerzo axial mayor:

El esfuerzo axial mayor (σ_m) generado por la carga de servicio mayor (P_m), incluida la sobrecarga del 100%, será menor a:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq F_a = 0.2f' \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0.15f'$$

En que:

L - Longitud integral del muro, conteniendo el peralte de las columnas de confinamiento.

f' - Aguante particularidad a la compresión de la albañilería.

Muros a fortificar:

Cualquier muro de carga que soporte el 10% o más de la fuerza sísmica, así como los muros perimetrales de los edificios, deben tener refuerzo en las zonas sísmicas 3 y 4. Los muros perimetrales de las zonas de cierre 1 y 2 se someterán al refuerzo mínimo.

Densidad mínima de muros reforzados:

La siguiente expresión proporcionará el número mínimo de muros de carga a reforzar en cada una de las direcciones del edificio:

$$\frac{\text{Área de corte de muros reforzados}}{\text{Área de planta típica}} = \frac{\square L \cdot t}{A_p} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56}$$

Donde:

N - Número de pisos de la edificación

L - longitud total del muro incluyendo el peralte de columnas de confinamiento.

T - espesor efectivo del muro.

Z, U, S - factores de zona sísmica, de importancia y de suelo, respectivamente.

Elementos de confinamiento:

- El muro debe estar sostenido en sus cuatro lados por vigas de hierro verticales (pilares) y horizontales (vigas), lo que permite que la construcción sirva de confinamiento horizontal de los muros del sótano.
- Todos los anclajes y conectores deben alcanzar su máximo potencial de tracción, y la distancia máxima entre los centros de las columnas de confinamiento no debe ser mayor que el doble de la distancia entre los elementos de refuerzo horizontales, pero no más de cinco metros.

- Se realizará un trabajo en cemento con una f' superior a 175 kg/cm².
- Ancho mínimo de columnas y vigas será igual al ancho efectivo del muro.
- La altura mínima de los pilares será de 15 cm, y la altura de las vigas será igual a la anchura del voladizo de la cubierta.

CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

Preferiblemente, los edificios deben tener un diafragma continuo y rígido, en el que el suelo, el tejado y la mampostería funcionen como partes integrantes de los muros de soporte y sean compatibles con su movimiento lateral. La primera diagonal rígida en los cimientos de la pared debe estar formada por el cemento, y debe ser suficientemente rígida para evitar daños en la pared causados por cimientos desiguales.

La ductilidad de un muro puede verse comprometida por una carga vertical excesiva, que a su vez puede hacer que las columnas comprendidas en el plano del muro se flexionen y debiliten los cimientos del muro.

Evite tener muros demasiado delgados en una u otra dirección, o que carezcan de continuidad vertical, o que tengan grandes conductos en el techo que perturben la rigidez del diafragma.

Uniformidad en altura e inclinación que evite variaciones bruscas de rigidez, masa y discontinuidades en la transferencia de fuerzas de gravedad y horizontales a lo largo de las paredes hacia el cemento.

Para que las vigas rígidas cumplan su función de soportar horizontalmente los muros y distribuir las fuerzas en función de su rigidez, deben tener una conexión sólida y duradera con todos los muros. También ayudan a que los muros sean más dúctiles y resistentes a la figuración. Armados pernos de anclaje en dos direcciones, tanto para los pernos de anclaje en los entrepisos

como para la placa de cemento, han sido empleados en este proyecto para garantizar una comparación más uniforme entre los dos sistemas estructurales (AC, MDL)

DETERMINACION DE MASAS Y PESO DE LA EDIFICACIÓN

Para medir la carga de la estructura, se han tenido en cuenta los pesos por unidad del apéndice 1 y las cargas vivas menores divididas (pestaña 1) de la norma E.020. La norma de transporte especifica con gran detalle cómo debe transportarse la carga viva.

La tabla 28 enseña una matriz con las masas de la estructura.

Tabla 51

Peso y masa de edificación

GRADO	PESO (T)	MASA (T.S²/m)
1 ^{ro}	149.959	15.29
2 ^{do}	141.777	14.45
3 ^{ro}	141.777	14.95
4 ^{to}	136.837	13.95

Peso de la Edificación

$$P = 570.35$$

El peso se determinó incluyendo el 25% de la carga viva del edificio en su carga total y permanente, suponiendo que el edificio es de categoría C.

EVALUACIÓN POR DENSIDAD DE MUROS

El espesor mínimo del muro de refuerzo en todas las direcciones del edificio se determina en la siguiente expresión.

$$\frac{L.t}{A_p} \geq \frac{Z.U.S.N}{56} = \frac{0.35 \times 1 \times 1.2 \times 4}{56} = 0.030$$

En donde:

Elemento de zona (zona 3) $Z = 0.35$

Elemento de uso importancia $U = 1.00$

Elemento de suelo $S = 1.2$

N = número de pisos de la Edificación

A_p = (área de la planta típica)

L = Longitud total del muro, incluye columnas

$T = 0.14$ (espesor efectivo del muro)

Tabla 52*Valoración por densidad en muros*

DISTRIBUCIÓN EN X					
MURO	LONGITUD	ESPEJOR	Nº	Ec/Em	Ac
M1X	1.40	0.14	4	1	0.784
M2X	1.40	0.14	4	1	0.784
M3X	1.00	0.14	4	1	0.560
M4X	0.80	0.14	4	1	0.448
M5X	3.20	0.14	4	1	1.792
M6X	3.30	0.14	4	1	1.848
M7X	1.70	0.14	4	1	0.952
M8X	2.50	0.14	2	1	0.700
M9X	3.40	0.14	2	1	0.952
M10X	2.50	0.14	1	1	0.350
				L.t	9.17
				□ L.t/Ap	0.0464
DISTRIBUCIÓN EN Y					
MURO	LONGITUD	ESPEJOR	Nº	Ec/Em	Ac
M1Y	4.50	0.14	4	1	2.520
M2Y	2.80	0.14	4	1	1.568
M3Y	4.50	0.14	4	1	2.520
M4Y	0.80	0.14	4	1	0.448
M5Y	1.15	0.14	4	1	0.644
M6Y	1.80	0.10	2	6.69	2.408
M7Y	1.85	0.14	4	1	1.036
M8Y	2.75	0.14	4	1	1.540
				L.t	12.414
				□ L.t/Ap	0.063

Nota. Como puede observarse en la repartición en dirección Y, se ha realizado un cambio en los cortes de muro M6Y para elevar la condición necesaria. Si ambos casos satisfacen la condición necesaria ($\lambda L. t/Ap > 0,03000$), no se reforzará ninguno de los muros. De este modo, pueden obtenerse resultados adecuados para los desplazamientos estructurales utilizando modelos dinámicos.

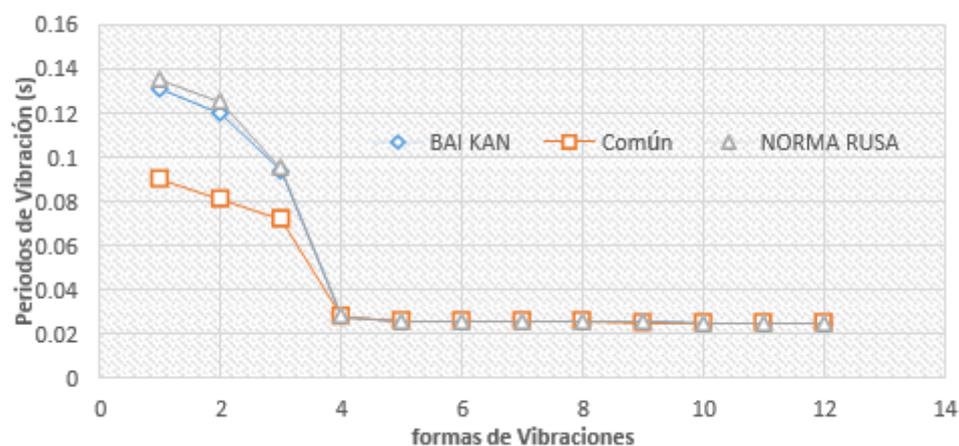
ANÁLISIS COMPARATIVO

Efecto de interacción suelo-estructura

Tal y como se preveía, la elasticidad de los cimientos aumenta los ciclos de las formas de oscilación. El aumento más notable se produce en la inicial vibración del modelo de la norma rusa.

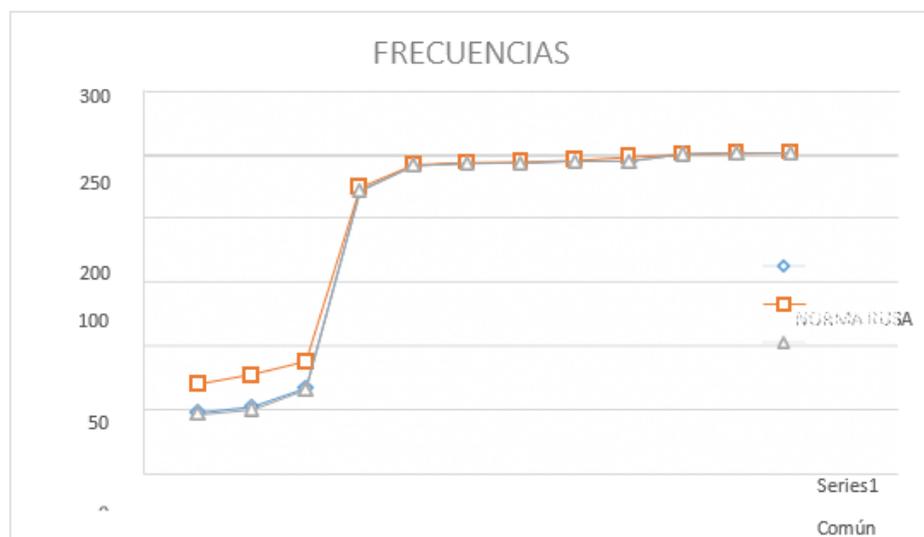
Figura 47

Tiempos de vibración



Nota. La figura 47 muestra el gráfico de los periodos de vibración libre sin flexibilidad de los cimientos de cemento, teniendo en cuenta la flexibilidad para los modelos dinámicos de Barkan y la norma rusa.

Como muestra la figura 48, La flexibilidad de la base de cimentación permite una reducción en las frecuencias de las formas de vibración libre. La reducción más notable se produce en el modelo Russian Standard.

Figura 48*Periodos de vibración*

Como era de esperar, a medida que aumenta la flexibilidad funcional, también aumentan los desplazamientos máximos de los centros de masa en los ejes OX y OY., lo que es más notable en el modelo estándar ruso.

Los resultados de la fuerza máxima para muchos modelos dinámicos y condiciones sísmicas con un ángulo de 0° y 90° , respectivamente, se muestran en las figuras 49 y 50.

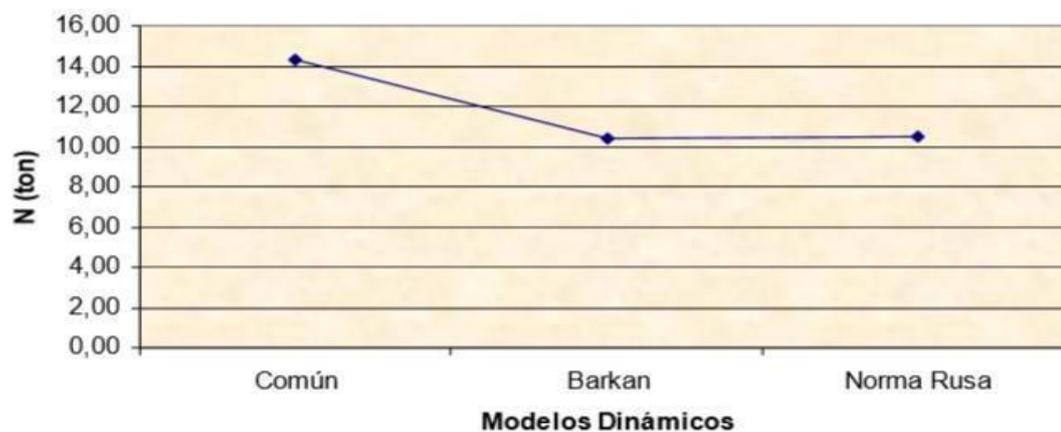
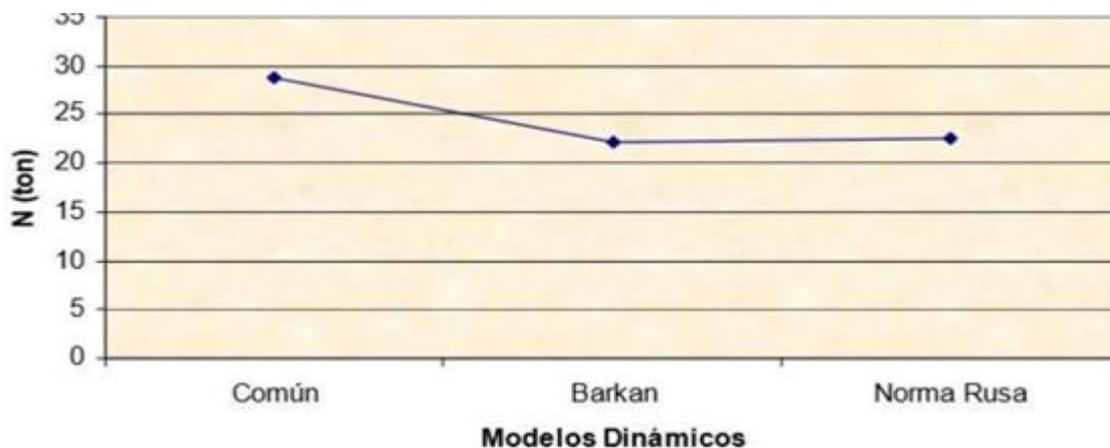
Figura 49*Potencia axial en muro Max*

Figura 50

Fuerza axial en muro M8Y



Nota. Se observa que el modelo común permite valores de fuerza axial más elevados. El efecto de la flexibilidad de la cimentación sobre las fuerzas axiales máximas se observa sobre todo en el modelo Barkan.

Mientras que la Figura 52 los muestra bajo un terremoto de 90°, la Figura 51 muestra los resultados de las fuerzas de corte máximas para muchos modelos dinámicos.

Figura 51

Potencia cortante en muro Max

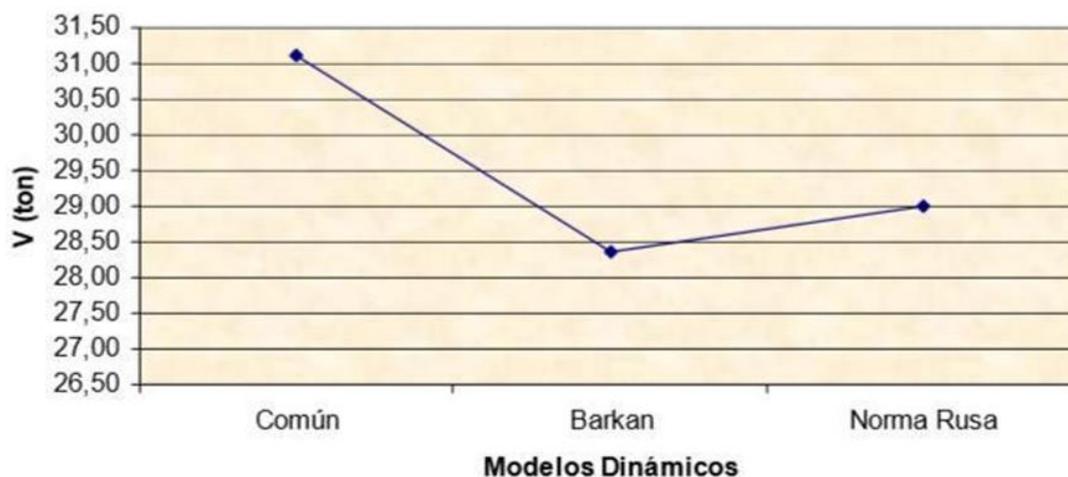
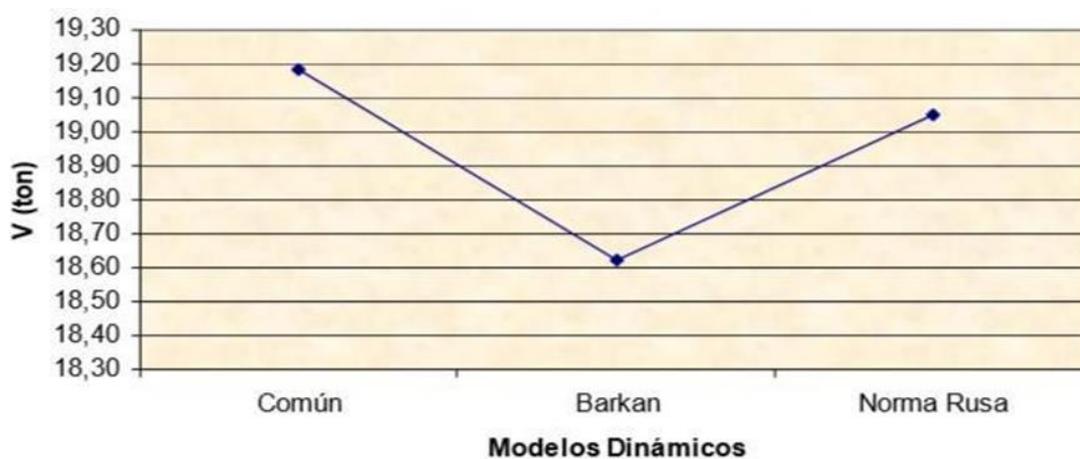


Figura 52*Fuerza cortante en muro M8Y*

Nota. Puede demostrarse que el modelo común o empujado permite valores más altos de fuerzas de compresión. Según el modelo de Barkan, las fuerzas de corte máximas se ven reducidas por la flexibilidad de la cimentación.

Los resultados de los instantes máximos del reflector para varios modelos dinámicos y modelos sumergidos con un ángulo de 0° y 90° se muestran en las figuras 53 y 54

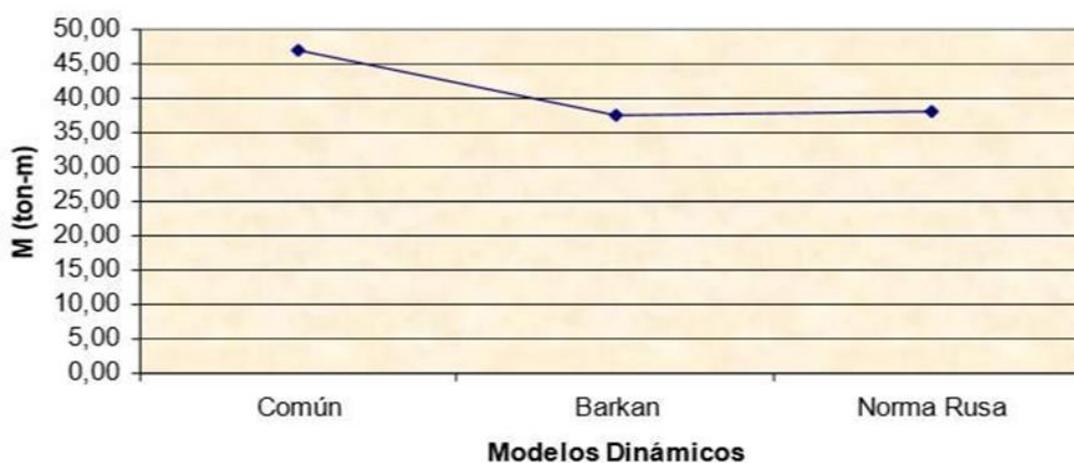
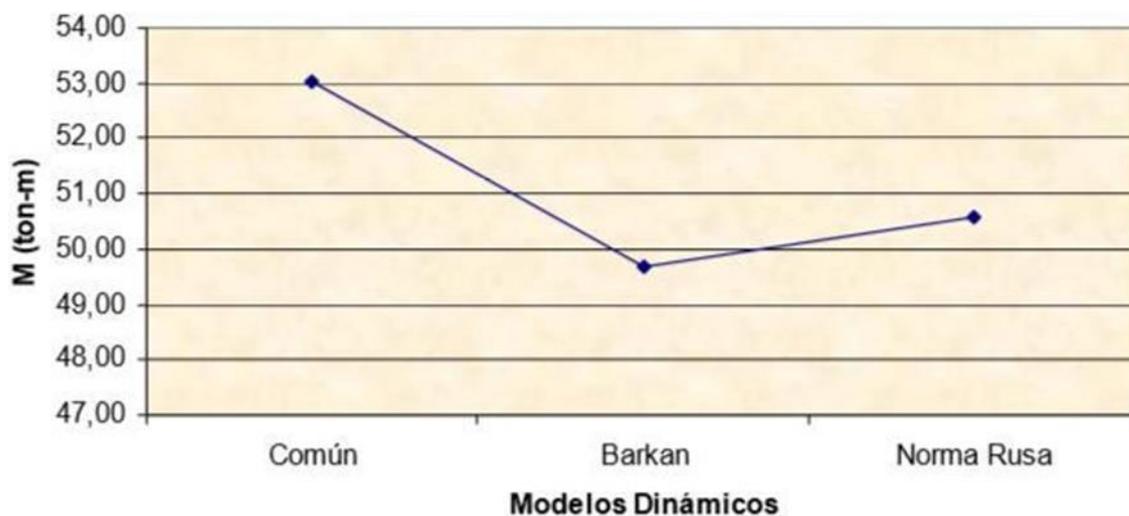
Figura 53*Instante flector en muro Max*

Figura 54*Instante flector en muro M8Y*

Nota. Se observa que el modelo común permite obtener valores de momento reflector más elevados. En particular, el modelo de Barkan pone de relieve cómo la flexibilidad de la cimentación reduce los momentos máximos del reflector.

Modelo dinámico del diseño estructural

Para el diseño estructural del edificio se utilizó el Modelo Dinámico D.D. Barkan - O.A. Savinov, basado en el análisis del capítulo anterior. Períodos, desplazamientos y fuerzas forman parte de este modelo, que muestra un comportamiento intermedio entre el Modelo Común y el Modelo Dinámico de la Norma Rusa.

Tabla 53

Consecuencias derivadas del análisis sísmico comparado con la norma de MDL

MEDIDA: ESPESOR DE MUROS	Valores Deducidos	Valores solicitados	Criterio	Observaciones		
Espesor de Muros (AM/Ap) Sentido XX	383.194	146.67	Establecidos en el CAP III	Se dispone de una densidad superior al mínimo exigido en un 161.26%		
Espesor de Muros (Am/Ap) Sentido YY	146.67	146.67		La densidad existente cumple el requisito mínimo en un 262%		
MEDIDA: COMPRESIÓN AXIAL	Valores Ejecutantes		Valor Aceptable	Criterio	Reflexiones	
	Mínimo	Promedio	Máximo			
Esfuerzo axial en el sentido XX	11.53 kg/cm ²	17.49 kg/cm ²	30.14 kg/cm ²	210 kg/cm ²	Norma E.060, Acápites 14.4	Esfuerzo admisible mayor al esfuerzo axial actuante promedio (F.S. 6.97)
Esfuerzo axial en el sentido YY	11.27 kg/cm ²	17.91 kg/cm ²	28.94 kg/cm ²	210 kg/cm ²		Esfuerzo admisible mayor al esfuerzo axial actuante promedio (F.S. 7.26)
MEDIDA:FUERZA CORTANTE	Valor medio máximo actuante	Último intento	Criterio	Reflexiones		
Esfuerzo cortante en dirección XX	27.50 ton	65.28 ton/m ²	Norma E.060, Acápites 14.4	El esfuerzo máximo permitido es el esfuerzo más intenso y de acción más rápida		
Esfuerzo cortante en dirección YY	23.89 ton	65.28 ton/m ²		Esfuerzo más aceptable que el esfuerzo activo y breve		

Tabla 54*Consecuencias obtenidas sísmico obtenidos*

MEDIDAS A VALORAR: DESPLAZAMIENTOS LATERALES	Valores Obtenidos		Valores Permis. Direc. X-X o Y- Y	Norma o Criterio	Observaciones
	Dirección XX	Dirección YY			
El traslado del centro de gravedad (C.G.) dentro de la azotea	1.95	1.20	-----		
Movimiento máximo. En términos de área transversal (cm)	0.63	0.45	-----	E. 0.30 art. 15	Alcanza solo el 44% de su valor mínimo permitido al producirse en el 1er nivel
Límite superior Distorsión del ángulo de interposición en el C.G. (m)	0.0022	0.0016	0.007		

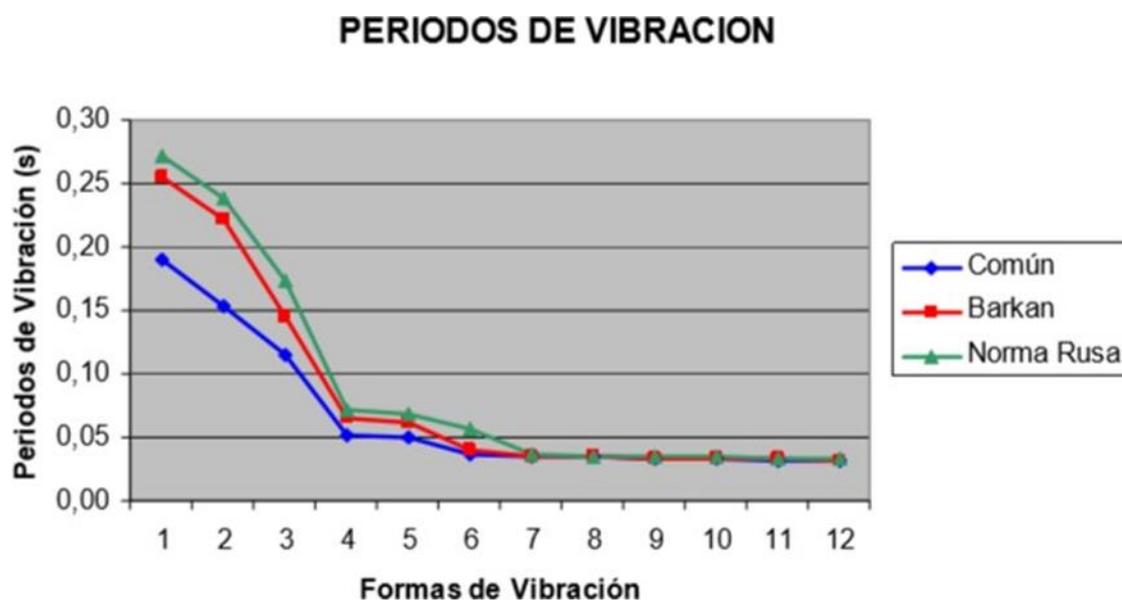
Sistema de albañilería confinada

Interacción suelo-estructura

Como era de esperar, la elasticidad del cemento aumenta los plazos de las diferentes formas de vibración. El aumento más significativo se produce en la 1ª forma vibratoria del dinámico modelo de la norma rusa.

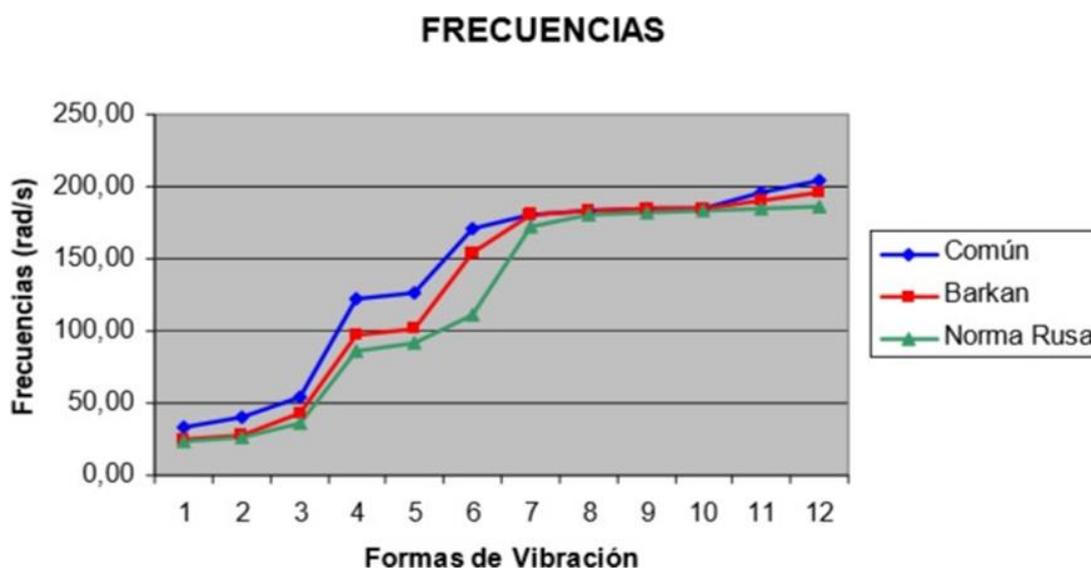
Figura 55

Periodo de oscilación



La figura 55 muestra la representación gráfica de los periodos de vibración libre con y sin flexibilidad de la base de cimentación, teniendo en cuenta los modelos dinámicos de Barkan y la norma rusa.

Como muestra la figura 56, las frecuencias de las formas de vibración libre se reducen por la flexibilidad de la base de cimentación. La reducción más notable se produce en el modelo Norma Rusa.

Figura 56*Recurrencias*

Nota. Para cada modelo dinámico y conjunto de ángulos sísmicos, las figuras 57 y 58 muestran los desplazamientos máximos de los centros de masas a lo largo de los ejes OX y OY, respectivamente. Es importante mencionar que el 4 piso es el que experimenta el mayor desplazamiento.

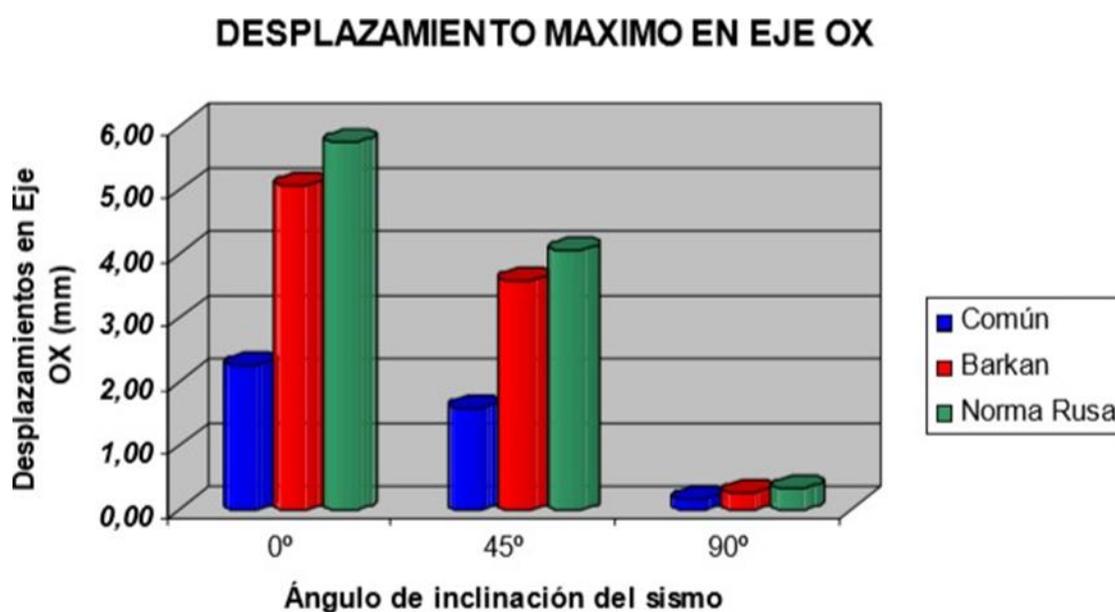
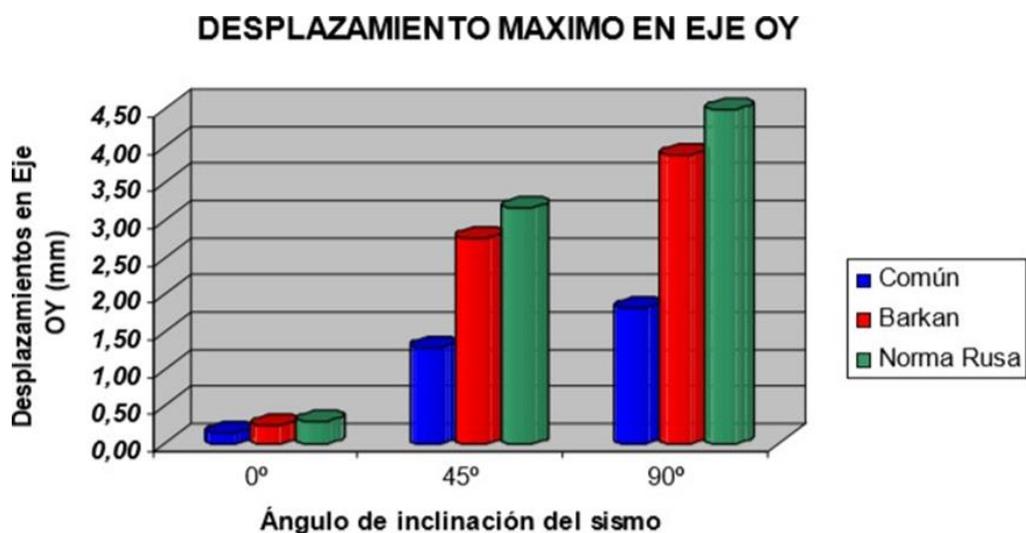
Figura 57*Deslizamiento máximo en eje OX*

Figura 58

Desplazamiento máximo en eje OY



Mucho como se previene, el modelo estándar ruso muestra que los desplazamientos máximos de los centros de masa en los ejes OX y OY aumentan con la flexibilidad funcional.

Las deducciones de las fuerzas normales mayores para varios modelos dinámicos y en condiciones sísmicas con un ángulo de 0° y 90°, correspondientemente, se muestran en las figuras 59 y 60.

Figura 59

Fuerza axial de muro M10X

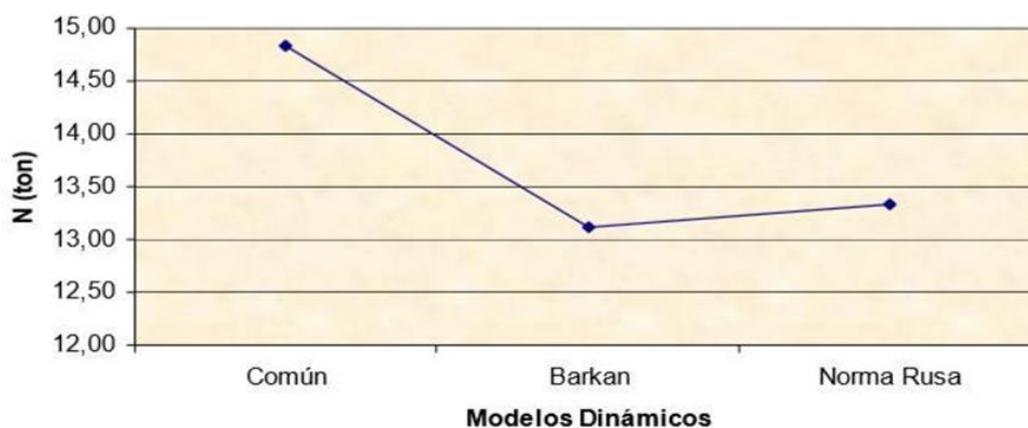
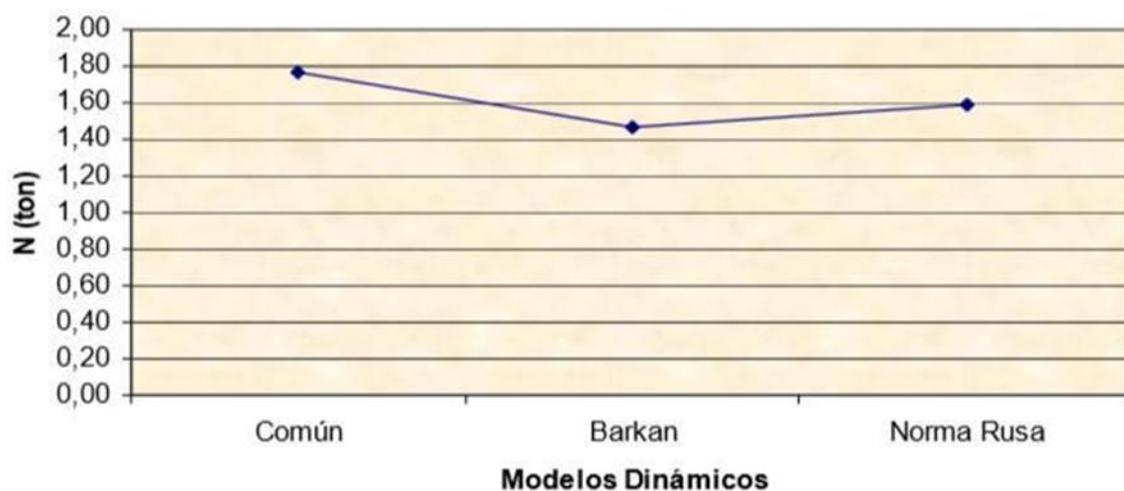


Figura 60*Fuerza axial de muro M8Y*

Puede verse que el modelo común permite valores de fuerza axial más elevados. El efecto más notable en el modelo Barkan es la reducción de las fuerzas axiales máximas causada por la flexibilidad de los cimientos.

Las deducciones de las fuerzas de corte mayores para los distintos modelos dinámicos se muestran en las figuras 61 y 62, donde 0° y 90° representan los sismos, respectivamente.

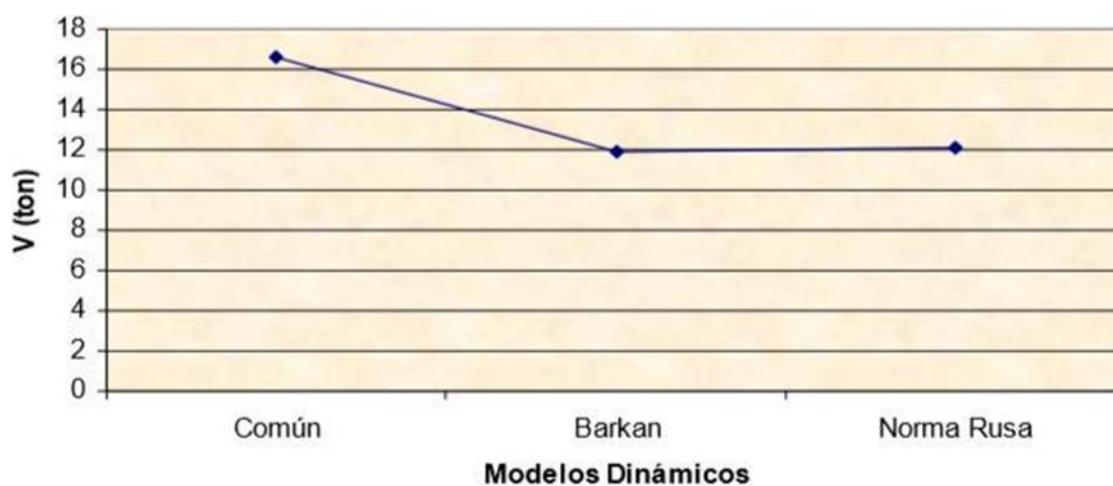
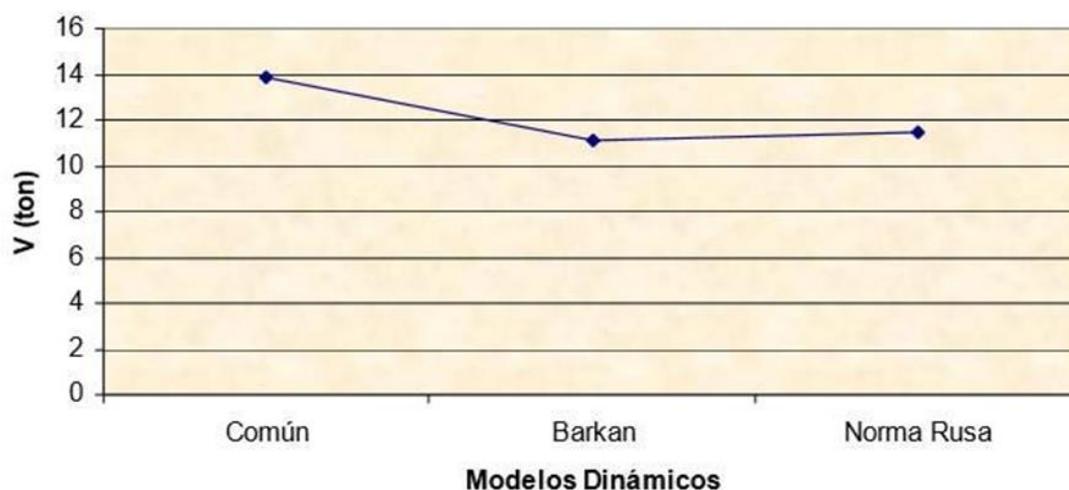
Figura 61*Fuerza cortante muro M10X*

Figura 62*Fuerza cortante muro M8Y*

Fuerzas de acoplamiento más fuertes pueden ser posibles utilizadas con el modelo común. La flexibilidad del cemento hace que se reduzcan las fuerzas de corte máximas; dicho fenómeno es más pronunciado en el modelo Barkan. Los resultados de los máximos momentos del reflector para los diversos modelos dinámicos y el caso sísmico con un ángulo de 0° y 90° se muestran en las figuras 63 y 64, respectivamente.

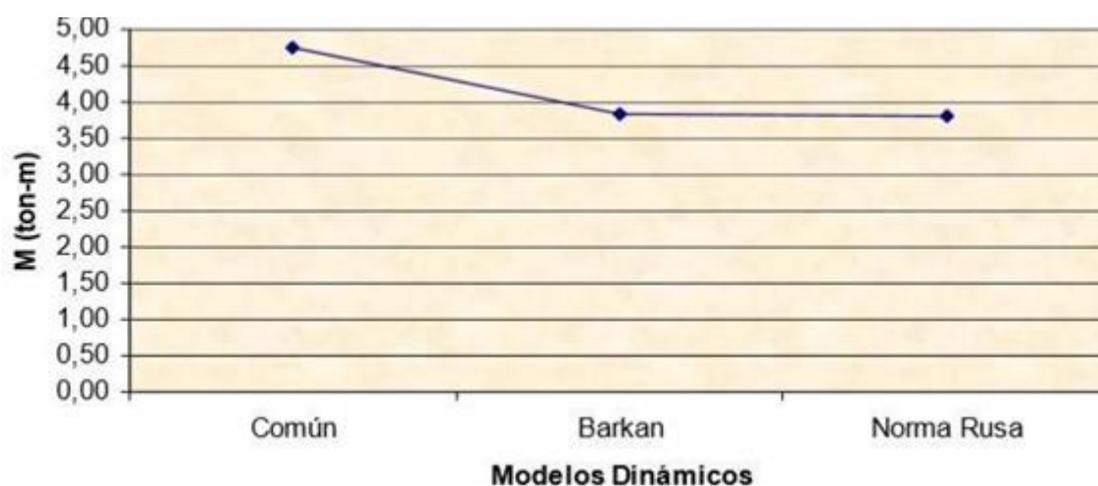
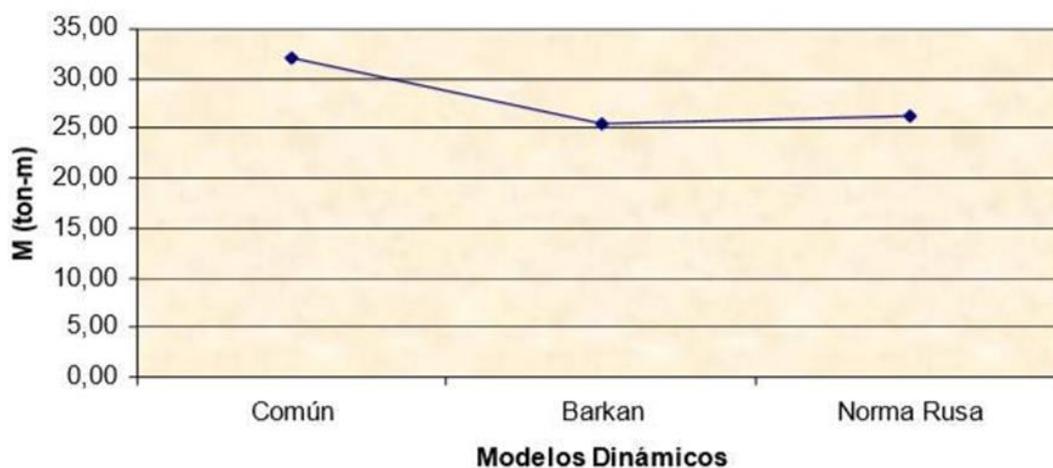
Figura 63*Instante flector en el muro M10X*

Figura 64

Momento flector en el muro M8Y



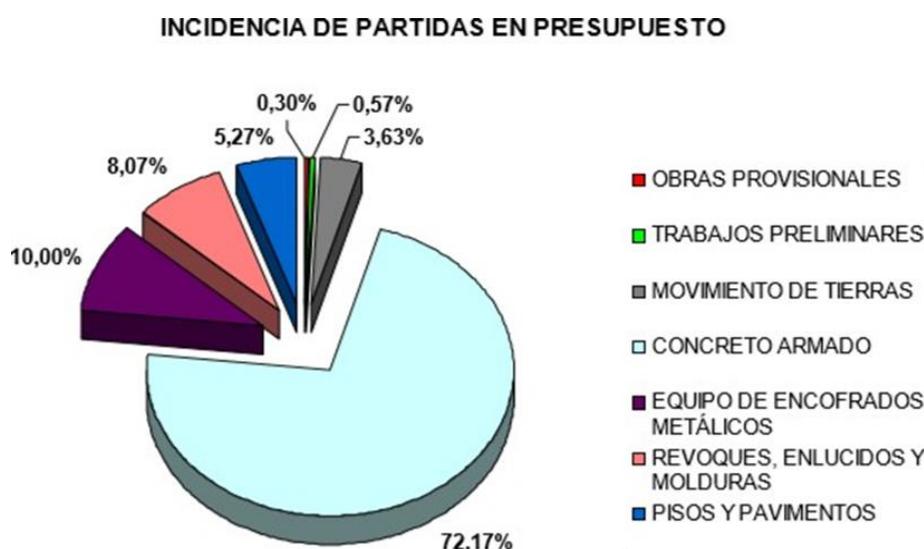
Puede observarse que el modelo común permite obtener valores de momentos flectores mayores. Los momentos flectores máximos son disminuidos por la flexibilidad de la base de fundación, lo cual se muestra más en el modelo de Barkan.

Análisis comparativo de la evaluación económica

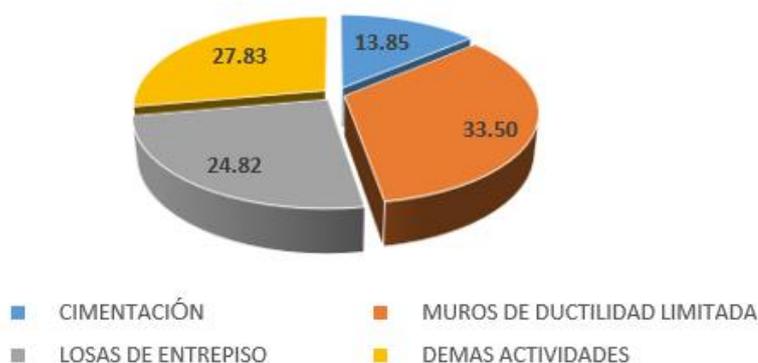
Sistema de MDL

De acuerdo con las conclusiones del Análisis Económico realizado para el Sistema MDL, se imponen las observaciones a continuación:

El efecto de los partidos en los costes directos totales del presupuesto de construcción se muestra en la Figura 65. Cabe señalar que el partido de Hormigón Armado tiene el mayor índice de incidencia, con un 72,17%, seguido de las cuadrillas de Asfalto, con un 10%, y los revoques, con un 8%.

Figura 65*Suceso de partidas en presupuesto*

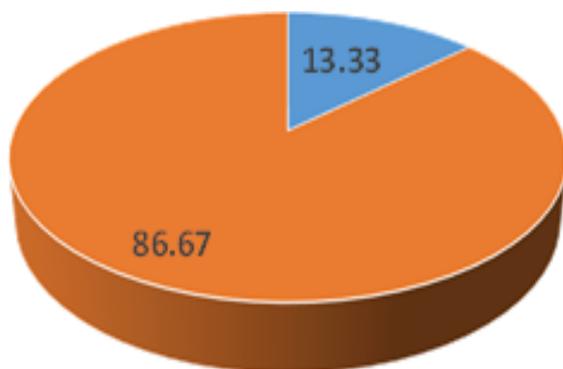
La Figura 66 muestra que la construcción de MDL supone el mayor porcentaje de impacto en el Presupuesto Total Directo de Construcción (33,50%). Los esfuerzos actuantes sobre el acero de refuerzo disminuyen a medida que las fuerzas sobre los muros disminuyen debido a la Interacción Sísmica Suelo-Estructura, lo cual resulta en una disminución del coste de construcción.

Figura 66*Coste de cimentación, losa entre pisos y muros*

El porcentaje que ocupan las divisiones de Estructuras y Arquitectura en el Coste Directo Total del Presupuesto de Construcción se muestra en la Figura 67. Cabe señalar que la parte estructural es unas 6,5 veces mayor que la arquitectónica.

Figura 67

Estructuras y arquitecturas en presupuesto



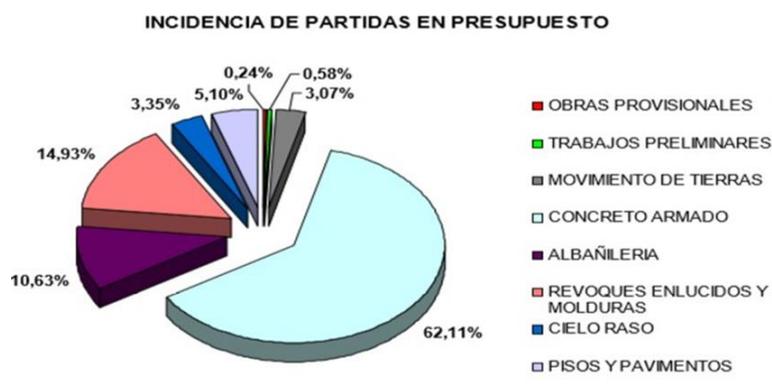
Sistema de albañilería confinada

Los resultados del Análisis Económico realizado para el Sistema AC conducen a las siguientes observaciones:

El gráfico 68 muestra la incidencia de los partidos en los costes directos totales del presupuesto de construcción. El mayor porcentaje de incidencia es del 62,11% para el partido Ejército de Hormigón, seguido de los revocos con un 14,93% y la Albañilería con un 10,63%.

Figura 68

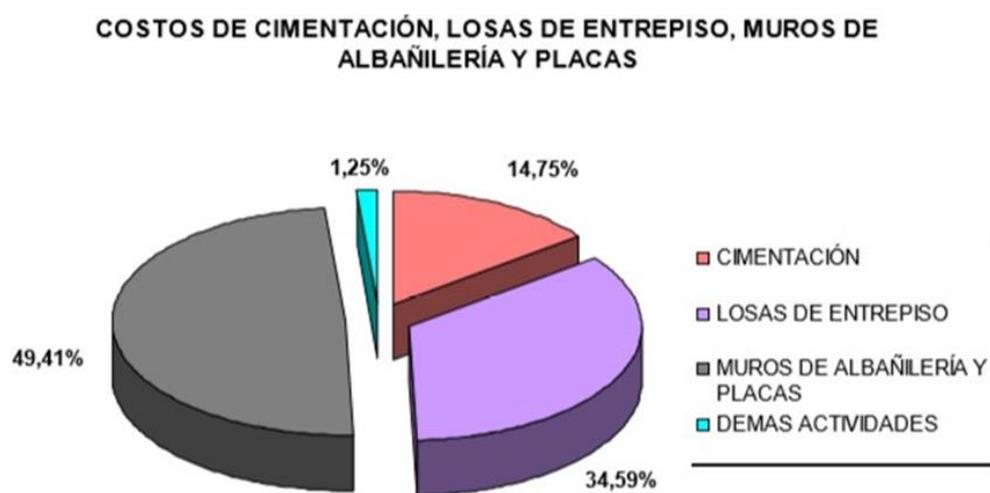
Suceso de la partida de presupuesto



Según la Figura 69, la Construcción de Confinaba y Placas representa el mayor porcentaje de influencia en el Presupuesto Directo Total de la Construcción (49,51%). Esto significa que al disminuir las fuerzas sobre los muros debido a la interacción sísmica Tierra-Estructura, disminuyen las fuerzas actuantes y, por lo tanto, el acero de refuerzo, lo que reduce el costo del edificio.

Figura 69

Coste de cimentación, losas de entrepisos, muro de albañilería y placas



V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Los muros de ductilidad limitada son estructuras diseñadas para absorber y disipar energía durante un sismo, limitando así la deformación y el daño estructural. Por otro lado, la albañilería confinada consiste en muros de ladrillo o bloque de concreto reforzados con columnas y vigas de concreto. Ambos sistemas son comunes en áreas propensas a terremotos debido a su eficacia en resistir cargas sísmicas.

Desde el punto de vista técnico, la evaluación se centra en la cabida de estos sistemas para resistir cargas sísmicas. Esto incluye el análisis de la ductilidad, la resistencia, la rigidez y la absorción de energía. Los muros de ductilidad limitada, al tener una capacidad inherente para deformarse y absorber energía sin colapsar, ofrecen ventajas significativas en zonas altamente sísmicas. La albañilería confinada, por su parte, proporciona una buena resistencia a la compresión y, cuando se diseña adecuadamente, puede ofrecer una resistencia sísmica aceptable.

Desde una perspectiva económica, es esencial tener en cuenta el coste de los materiales, la mano de obra y el correspondiente mantenimiento durante la fase de vida útil del edificio. Aunque la albañilería confinada puede ser más económica en términos de materiales y mano de obra en algunas regiones, los muros de ductilidad limitada pueden resultar más costosos inicialmente, pero ofrecer un mejor desempeño y menor necesidad de reparación tras un evento sísmico, lo que podría traducirse en ahorros a largo plazo.

La comparación directa entre estos dos sistemas en términos de desempeño sísmico es compleja, ya que depende de muchos factores, incluyendo el diseño específico, la calidad de la construcción y las características del terremoto. Sin embargo, generalmente se acepta que los muros de ductilidad limitada tienen un mejor desempeño en terremotos fuertes, mientras que la albañilería confinada es adecuada para zonas de sismicidad media a baja.

Otro aspecto importante en la evaluación técnico-económica es la sostenibilidad. Los materiales utilizados en ambos sistemas tienen diferentes impactos ambientales. Por ejemplo, la producción de concreto tiene una huella de carbono significativa, mientras que algunos tipos de ladrillos pueden ser más ecológicos. La elección del sistema constructivo debe considerar también estos aspectos ambientales.

Las normativas de construcción juegan un papel crucial en la elección del sistema constructivo. En muchas regiones, las regulaciones sísmicas dictan estándares específicos para la construcción de edificios, lo que puede favorecer a uno u otro sistema en función de los requisitos de diseño y resistencia sísmica.

La elección entre muros de ductilidad limitada y albañilería confinada depende de una variedad de factores, incluyendo consideraciones técnicas, económicas, medioambientales y reglamentarias. Mientras que los muros de ductilidad limitada pueden ser preferibles en zonas de alta sismicidad y para edificios de mayor importancia, la albañilería confinada puede ser una opción más rentable y adecuada para estructuras de menor riesgo y zonas de sismicidad más baja. La decisión final debe basarse en un análisis detallado y específico para cada proyecto.

VI. CONCLUSIONES

- a. Esta investigación ha cumplido los objetivos propuestos, que incluyen el diseño y análisis estructural, la evaluación en términos económicos y la evaluación del efecto socioeconómico y medioambiental de las construcciones. utilizando MDL y AC. Dentro de los límites definidos en este estudio, se determina que ambos sistemas, MDL y AC, muestran un desempeño estructural eficaz frente a riesgos sísmicos, alineándose con los estándares de Diseño Sismorresistente y Diseño Estructural establecidos por el RNE del Perú, e incluyendo la consideración de la Interacción Suelo-Estructura. En términos de tiempo de ejecución, costes e impacto socioeconómico, el sistema MDL supera al AC. Sin embargo, cabe señalar que el sistema MDL no ha sido tan extensamente experimentado como el AC, que ha sido sometido a pruebas y mejoras continuas a lo largo de los años. La elección entre utilizar el sistema MDL o AC recae en el criterio del diseñador, deberán tener en cuenta los pros y contras de los dos sistemas estructurales presentados en este estudio, en función de sus propias necesidades, los recursos disponibles y los requisitos del proyecto.
- b. Encontramos menos fuerzas aplicadas cuando analizamos la interacción suelo-estructura y tenemos en cuenta la elasticidad de la base de cimentación para ambos sistemas, MDL y AC. Esto indica que el suelo de cimentación ayuda a dispersar algún impacto específico sobre los elementos estructurales. En particular, el rendimiento mostrado por el modelo dinámico D.D. Barkan - O.A. Savinov se encuentra entre los existentes en la Norma Rusa y los modelos convencionales. De este modo, se hace evidente la importancia del efecto de la flexibilidad de los cimientos en el análisis sísmico. Esta característica debería incluirse en la Norma Rusa del RNE, ya que la Interacción Suelo-Estructura proporciona una representación más exacta del verdadero componente del comportamiento de las edificaciones frente a las cargas sísmicas.

- c. En términos de costos, el sistema de AC resulta ser 58,773.62 soles más caros que el sistema de Muros de Ductilidad Limitada (MDL), indicando así que el MDL es una opción más económica en comparación con el AC. Además, en lo que respecta al tiempo de construcción, se puede edificar dos estructuras típicas usando el sistema MDL en un total de 48 días laborables, mientras que construir una estructura similar con el sistema AC toma 96 días laborables. Esto significa que utilizando el sistema MDL se puede lograr un ahorro significativo de tiempo, específicamente 48 días, en comparación con el sistema AC.
- d. Resulta claro que el sistema de MDL ofrece beneficios superiores debido a su naturaleza industrializada, lo cual se traduce en reducciones significativas de tiempo y costos, tanto directos como indirectos y financieros, además de garantizar una mayor calidad en la construcción de viviendas. Estas ventajas podrían ser especialmente aprovechadas por inversores privados. Por otra parte, el Sistema de AC tiene un impacto ambiental considerable, debido principalmente a la necesidad de extracción de materias primas y al funcionamiento de fábricas de ladrillos artesanales, lo que conlleva a una explotación intensiva del suelo, afectando negativamente el medio ambiente en nuestras ciudades.

VII. RECOMENDACIONES

- a. Se aconseja a los desarrolladores e capital de inversión, desde el ámbito público como privado, considerar la implementación de los Sistemas de MDL y de AC en proyectos de construcción de viviendas multifamiliares a gran escala. Los resultados de la actual indagación fundamentan esta sugerencia, que respaldan las ventajas de estos sistemas, contribuyendo a la creación de un mejor producto dirigido a la población. Asimismo, se sugiere a los compradores de viviendas considerar propiedades construidas con estos sistemas, ya que ofrecen seguridad, calidad y precios accesibles, aspectos clave que están respaldados por el RNE del Perú.
- b. Es aconsejable realizar un estudio detallado y confiable de mecánica de suelos, ya que esto es crucial para establecer los Coeficientes de Rigidez del Suelo de manera precisa. Además, es importante asegurarse de ingresar correctamente estos coeficientes en el software de análisis estructural que se utilice. Particular cuidado debe ser dado con la selección de restricciones, y al uso correcto de las unidades de medida, ya que estos aspectos son fundamentales para garantizar la exactitud y eficacia del análisis.
- c. Se aconseja llevar a cabo un análisis exhaustivo de los planos y especificaciones técnicas del proyecto, asegurando la integración y correlación adecuada entre los planos de arquitectura, estructuras, y las instalaciones sanitarias y eléctricas. Esta revisión debe incluir también un enfoque sistemático en la elaboración de los metrados, estableciendo una secuencia lógica para la toma de medidas o interpretación de los planos. Es importante enumerar las páginas donde se registran las cantidades y observaciones relevantes, facilitando así una revisión más ágil y eficiente para identificar posibles errores. También se recomienda mantener una lista actualizada de los precios de los trabajadores y los productos de construcción y obtener información de los principales proveedores de la

ciudad. Este planteamiento proporcionará resultados óptimos en la estimación del coste y el plazo de ejecución del proyecto.

- d. Se sugiere establecer instalaciones de trituración para procesar los montones de material residual provenientes de la explotación excesiva en las canteras. El objetivo es reciclar este material para que pueda utilizarse como árido en la producción de hormigón armado, siempre que cumpla la normativa pertinente, especialmente en proyectos de construcción de viviendas colectivas. Paralelamente, es importante fomentar la estandarización de los métodos constructivos. Esta estandarización tiene el potencial de reducir los costos de construcción, Esto, a su vez, puede mejorar significativamente el nivel de vida de la ciudadanía.

VIII. REFERENCIAS

- Álvarez, M. (2019). *¿Qué es un estudio geotécnico?* Universidad Politécnica de Valencia.
<http://hdl.handle.net/10251/121159>
- Aranda, E. y Caldas, P. (2023). La vivienda de interés social en ciudades intermedias del Perú Representaciones sociales y prácticas de innovación social. *Revista de Ciencias Sociales*, 36(52), 135-156. <https://doi.org/10.26489/rvs.v36i52.6>
- Aviram, A., Badillo, J., Prieto, J. y Jaramillo, J. (2019). Investigación del colapso de un muro de mampostería de ladrillo no reforzada bajo fuerzas de vientos moderadas. *Revista de Ingeniería de Construcción*, 34(1), 65-80. <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-50732019000100065>
- Barrera, H. (2020). Edificación del antiguo correo y telégrafo de Lima. Historia de un patrimonio edificado. *Devenir*, 7(14), 35-52.
<http://dx.doi.org/10.21754/devenir.v7i14.759>
- Calderón, J. (2019). Política de vivienda y gestión de suelo urbano. Casos de Corea, Colombia y Perú (1990-2015). *Territorios*, (40), 201-226.
<https://doi.org/10.12804/revistas.urosario.edu.co/territorios/a.6608>
- Campana, J. (2015). *Análisis comparativo de los sistemas estructurales: aporticado y muros portantes, edificio de 10 pisos en Quito*. [Tesis de ingeniería, Universidad Central de Ecuador, Ecuador.]. <http://www.dspace.uce.edu.ec/bitstream/25000/5415/1/T-UCE-0011-202.pdf>
- Cayatopa, K. (2019). *Análisis Económico Comparativo entre Sistemas con Albañilería Confinada y Armada en un Edificio Residencial - Chiclayo*. [Tesis de pregrado, Universidad César Vallejo, Perú].
https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/37629/Cayatopa_DKJ.pdf?sequence=1&isAllowed=y

- Chacón, J., Suquillo, B., Sosa, D. y Celi, C. (2021). Evaluación y Reforzamiento de una Estructura Patrimonial de Adobe con Irregularidad en Planta. *Revista Politécnica*, 47(1), 43-56. <https://doi.org/10.33333/rp.vol47n1.05>
- Charca, O. (2019). *Selección de leyes de atenuación sísmica de subducción para la evaluación del peligro sísmico en el Perú*. [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería, Chile]. <https://repositorioslatinoamericanos.uchile.cl/handle/2250/3250413>
- Chávez, J. (2016). *Mejoramiento de la infraestructura educativa inicial” Huaca de barro “para fortalecer su servicio educativo, distrito morrope Lambayeque-2016*. [Tesis de pregrado, Universidad César Vallejo, Perú]. <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/11026>
- Chillagana, J. (2013). *Sistemas constructivos de muros de ductilidad limitada aplicados en viviendas de Quito bajo el reglamento del aci 318s-08 y la norma ecuatoriana de la construcción*. [Tesis de Ingeniería, Universidad Central de Quito, Ecuador]. <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/2206>
- Cisternas, M. (2012). El terremoto de 1647 de Chile central como un evento intraplaca: ¿otra amenaza para Chile metropolitano? *Revista de Geografía Norte Grande*, 53. 23-33. <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-34022012000300002>
- Coca, J. (2019). *Evaluación técnico económica del sistema de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada del edificio “El Sol”, Huancayo - 2019*. [Tesis de pregrado, Universidad César Vallejo, Perú]. https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/64116/Coca_HJM-SD.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Córdova, L. y Santa María, E. (2021). Planes de desplazamiento de empresa: una propuesta para mejorar la movilidad del sector construcción en el área metropolitana de Lima y Callao. *Tecnia*, 31(2), 11-21. <http://dx.doi.org/10.21754/tecnia.v21i2.1037>

- Cumpa, A. (2022). *Comportamiento sismorresistente en sistemas muros de ductilidad limitada y dual del edificio blesser, distrito de Monsefú*. [Tesis de pregrado, Universidad Señor de Sipán, Perú]. <https://repositorio.uss.edu.pe/handle/20.500.12802/9524>
- De la Cruz, J. y Yoctun, R. (2022). Análisis comparativo del diseño estructural de una edificación regular e irregular de ocho niveles en sistema de pórticos aplicando la norma E.030 2003, 2016 y 2018 diseño sismorresistente en la Ciudad de Lima. *Gaceta Técnica*, 23(1), 48-71. <https://doi.org/10.51372/gacetatecnica231.5>
- Díaz, R., Viña, M. y Gutiérrez, F. (2021). Investigación aplicada en tiempos de COVID-19. *Revista de la OFIL*, 30(2), 93. <https://dx.doi.org/10.4321/s1699-714x2020000200003>
- Díaz, V. (2016). *Diagnóstico de vulnerabilidad estructural para verificar viviendas, urbanización Carlos Stein Chávez primera etapa, José Leonardo Ortiz, Lambayeque-2016*. [Tesis de pregrado, Universidad César Vallejo]. <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/16851>
- Gareca, M., Andrade, M., Pool, D., Barrón, F. y Villapando, H. (2020). Nuevo material sustentable: ladrillos ecológicos a base de residuos inorgánicos. *Revista Ciencia, Tecnología E Innovación*, 18(21), 25-61. http://www.scielo.org.bo/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2225-87872020000100003
- Geotécnica Fácil (s.f.). *Terremotos: ¿qué son? ¿cómo se producen? tipos y sismos más destructivos*. <https://geotecniafacil.com/terremotos-que-son/>
- Gobierno de México (2017). *Escalas de los sismos*. https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Informacion_complementaria/Escalas-sismos.html
- Huamán, M. (2018). *Análisis estructural de los sistemas de albañilería confinada y muro de ductilidad limitada en la construcción de un condominio*. [Tesis de pregrado,

Universidad Peruana los Andes, Perú].

<https://repositorio.upla.edu.pe/handle/20.500.12848/528>

Incahuanaco, G. (2021). *Análisis comparativo, técnico y económico de una vivienda con diseño sismorresistente y una vivienda convencional en la provincia de Huancayo en 2021*. [Tesis de pregrado, Universidad Continental, Perú].

https://repositorio.continental.edu.pe/bitstream/20.500.12394/11459/1/IV_FIN_105_T_E_Incahuanaco_Mamani_2021.pdf

Lizarme, N. (2022). La profesionalización de la Ingeniería y la construcción del Perú moderno (1850-1930). *Apuntes*, 49(91), 97-131. <http://dx.doi.org/10.21678/apuntes.91.1272>

Lung, L. y Sharette, M. (2018). El trabajo colaborativo, aplicado al diseño y la construcción, para promover la construcción de edificios verdes en Perú. *Revista de Ingeniería de Construcción*, 33(2), 183-192. <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-50732018000200183>

Mejía, J. y Vázquez, W. (2018). *Estudio comparativo del comportamiento y diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos diseñado con los sistemas de albañilería confinada y muros de ductilidad limitada en suelo flexible en la ciudad de Piura*. [Tesis de pregrado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Perú]. https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/624897/VASQUEZ_OW.pdf?sequence=4&isAllowed=y

Menegón, J., Graeff, A. y Silva, L. (2020). Paredes de albañilería estructural expuestas a altas temperaturas con medidas de control de dilatación. *Revista ALCONPAT*, 10(1), 97-113. <https://doi.org/10.21041/ra.v10i1.440>

Quiróz, C. (2016). *Evaluación de los Sistemas de Muros de Ductilidad Limitada y Albañilería Confinada con Plateas de Cimentación en la Ciudad de Juliaca*. [Tesis de pregrado, Universidad Andina Néstor Cáceres Velásquez, Perú]. <http://repositorio.uancv.edu.pe/handle/UANCV/713>

- Ramírez, D., Cano, L. y Amariles, C. (2022). Comparación entre el ACI 318-19 y la NSR-10 para diseño estructural de pórticos de concreto en zonas de amenaza sísmica alta. *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, 32(2), 115-129. <https://doi.org/10.18359/rcin.5933>
- Ramírez, P. (2021). *Análisis de fragilidad sísmica de edificaciones de albañilería armada de bloques de hormigón parcialmente rellenos*. [Tesis de doctor, Pontificia Universidad Católica de Chile, Chile]. <https://repositorio.uc.cl/xmlui/handle/11534/57969>
- Ramos, V. (2021). *Evaluación del riesgo sísmico de viviendas sobre pircas en un asentamiento humano en el distrito de Villa María del Triunfo*. [Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú]. https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/19295/VLADIMIR_RAMOS_CLEMENTE_EVALUACION_RIESGO_SISMICO.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Sánchez, F. (2019). Fundamentos epistémicos de la investigación cualitativa y cuantitativa: Consensos y disensos. *Revista Digital de Investigación en Docencia Universitaria*, 13(1), 102-122. <http://dx.doi.org/10.19083/ridu.2019.644>
- Suclupe, R. (2017). *Vulnerabilidad estructural de las viviendas del p.j. 9 de octubre primer sector del distrito Chiclayo, provincia Chiclayo, región Lambayeque - 2016*. [Tesis de pregrado, Universidad César Vallejo, Perú]. <https://hdl.handle.net/20.500.12692/16544>
- Vega, X. (2021). *Análisis comparativo del diseño de una edificación con el sistema muros de ductilidad limitada y albañilería confinada, en tres tipos de suelo de la ciudad de Chiclayo*. [Tesis de pregrado, Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, Perú]. <https://tesis.usat.edu.pe/handle/20.500.12423/4186>
- Vera, O. y Arispe, F. (2021). Cohousing: viabilidad socioeconómica del modelo en Lima. *Revista 180*, 180(47), 63-78. [http://dx.doi.org/10.32995/rev180.num-47.\(2021\).art-812](http://dx.doi.org/10.32995/rev180.num-47.(2021).art-812)

Vizconde, A. (2015). *Estudio de la calidad en la construcción de viviendas con el sistema constructivo muros de ductilidad limitada en la ciudad de Guayaquil y propuesta para su correcto funcionamiento*. [Tesis de maestría, Universidad de Guayaquil, Ecuador].

<http://repositorio.ug.edu.ec/handle/redug/36604>

IX. ANEXOS

Anexo A: Matriz de consistencia

Problemas	Objetivos	Variables	Dimensión	Metodología
Problema general	Objetivo general	V. Independiente Evaluación técnico-económico	Análisis de comportamiento entre pabellones o pisos Análisis de distribución estructural Análisis de la configuración de la estructura Análisis del presupuesto del proyecto	Enfoque: Cuantitativo - descriptivo Tipo: Aplicado Diseño: No experimental Población: Se tomará en consideración como población el establecimiento de salud San José, dentro de este territorio con el pasar del tiempo se han establecido estructuras básicas de hasta 5 pisos de capacidad, asimismo, estas mismas edificaciones tienen una caracterización de suelo igualitaria y cumplen con los diseños estructurales de albañilería confinada. Muestra: se tomará en consideración el análisis descriptivo cualitativo de la obra en cuestión por lo que se tomará en consideración una muestra no probabilística bajo la caracterización necesaria para dar respuesta a los objetivos de estudio. En tal sentido, se
¿Cuál será la evaluación técnico-económica de sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada del establecimiento de salud San José I-2, Lambayeque, 2023?	Establecer una evaluación técnico-económica de sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada del establecimiento de salud San José I-2, Lambayeque, 2023.			
Problemas específicos	Objetivos específicos	V. Dependiente Sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada	Cimentación Caracterización de la estructura Comparación de corte basal	
¿Cuál es la conducta de la interacción suelo-estructura en los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada?	Establecer la conducta de la interacción suelo-estructura en los Sistemas de Muros de Ductilidad Limitada y Albañilería Confinada.			
¿Cuál es la conducta sísmica relacionada con la distorsión en los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería?	Establecer la conducta sísmica relacionada con la distorsión en los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada.			
¿Cuál es la conducta sísmica relacionada con la verificación de la fuerza cortante de los muros y densidad de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada?	Establecer la conducta sísmica relacionada con la verificación de la fuerza cortante de los muros y densidad de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada.			

<p>¿Cuál es la conducta sísmica relacionada con los parámetros excéntricos que definen regularidad e irregularidad de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada?</p>	<p>Establecer la conducta sísmica relacionada con los parámetros excéntricos que definen regularidad e irregularidad de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada.</p>			<p>tomará en consideración como muestra la edificación del proyecto del establecimiento de salud el cual comprende 4 bloques, donde el bloque 1 pertenece al área asistencial, administrativa y de servicios y este lo compone 3 pisos estructurales; 2 bloques secundarios (2 y 3) que forman parte del área asistencial y servicios generales, y bloque 4 que es el control de ingreso compuesto por 1 piso.</p>
<p>¿Cuáles son los tiempos y costos de ejecución en la construcción de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada del establecimiento de salud?</p>	<p>Establecer los tiempos y costos de ejecución en la construcción de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada del establecimiento de salud</p>			

Anexo B. Valores de rigidez del suelo conforme al modelo dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02.05.87

Cálculo del coeficiente de rigidez de compresión no uniforme $K_{\square x}$

Figura	A en x	B en y	Área	Yi	AiYi	Io	Di=(Yi-Ym)	Ai(di)2	Inercia	$C_{\square x}$	$C_{\square x}$	$K_{\square x}$	Unidad
1-abj	4.20	4.50	18.90	2.25	42.52	31.90	-5.00	472.50	504.40	3.60	3601.25	1816470.50	Ton.m
2-abj	2.70	2.80	7.56	5.90	44.60	4.94	-1.35	13.78	18.72	4.93	4934.31	92370.28	Ton.m
3-abj	3.40	5.50	18.70	4.50	84.15	47.14	-2.75	141.42	188.56	3.92	3921.30	739400.33	Ton.m
4-abj	4.20	4.50	18.90	12.25	42.52	31.90	5.00	472.50	504.40	3.60	3601.25	1816470.50	Ton.m
5-abj	2.70	2.80	7.56	8.60	44.60	4.94	1.35	13.78	18.72	4.93	4934.34	92370.28	Ton.m
6-abj	3.40	5.50	18.70	9.95	84.15	47.14	2.75	141.42	188.56	3.92	3921.30	739400.33	Ton.m
7-abj	4.20	4.50	18.90	2.25	42.52	31.90	-5.00	472.50	504.40	3.60	3601.25	1816470.50	Ton.m
8-abj	2.70	2.80	7.56	5.90	44.60	4.94	-1.35	13.78	18.72	4.93	4934.31	92370.28	Ton.m
9-abj	3.40	5.50	18.70	4.50	84.15	47.14	-2.75	141.42	188.56	3.92	3921.30	739400.33	Ton.m
10-abj	4.20	4.50	18.90	12.25	42.52	31.90	5.00	472.50	504.40	3.60	3601.25	1816470.50	Ton.m
11-abj	2.70	2.80	7.56	8.60	44.60	4.94	1.35	13.78	18.72	4.93	493431	92370.28	Ton.m
12-abj	3.40	5.50	18.70	9.95	84.15	47.14	2.75	141.42	188.56	3.92	3921.30	73940.33	Ton.m

			194.89		685.08	335.92		2510.80	2846.72		$K_{\square x}$	10552839.11	Ton.m
--	--	--	--------	--	--------	--------	--	---------	---------	--	-----------------	-------------	-------

Cálculo del coeficiente de rigidez de compresión no uniforme $K_{\square y}$

Figura	A en y	B en x	Área	X_i	$A_i X_i$	I_o	$d_i=(X_i-X_m)$	$A_i(d_i)^2$	Inercia	$C_{\square y}$	$C_{\square y}$	$K_{\square y}$	Unidad
1-abj	4.50	4.20	18.90	2.10	39.69	27.78	-6.75	861.13	888.91	3.52	3521.67	3127982.51	Ton.m
2-abj	2.80	2.70	7.56	2.85	21.55	4.60	-6.00	22.16	276.76	4.80	4801.67	1328910.19	Ton.m
3-abj	5.50	3.40	18.70	5.90	110.33	18.01	-2.95	162.73	180.74	3.36	3358.24	606968.30	Ton.m
4-abj	4.50	4.20	18.90	2.10	39.69	27.78	-6.75	861.13	888.91	3.52	3521.67	3127982.51	Ton.m
5-abj	2.80	2.70	7.56	2.85	21.55	4.60	-6.00	272.16	276.76	4.80	4801.67	1328910.19	Ton.m
6-abj	5.50	3.40	18.70	5.90	110.33	18.01	-2.95	162.73	180.74	3.36	3358.24	606968.30	Ton.m
7-abj	4.50	4.20	18.90	15.60	294.84	27.78	6.75	861.13	888.91	3.52	3521.67	3127982.51	Ton.m
8-abj	2.80	2.70	7.56	14.85	112.27	4.60	6.00	272.16	276.76	4.80	4801.67	1328910.19	Ton.m
9-abj	5.50	3.40	18.70	11.80	220.66	18.01	2.95	162.73	180.74	3.36	3358.24	606968.30	Ton.m
10-abj	4.50	4.20	18.90	15.60	294.84	27.78	6.75	861.13	888.91	3.52	3521.67	3127982.51	Ton.m
11-abj	2.80	2.70	7.56	14.85	112.27	4.60	6.00	272.16	276.76	4.80	4801.67	1328910.19	Ton.m

12-abj	5.50	3.40	18.70	11.80	220.66	18.01	2.95	162.73	180.74	3.36	3358.24	606968.30	Ton.m
			194.89								K□y	20338788.80	Ton.m