



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

“Análisis dinámico no lineal del edificio Residencia Vargas del cantón Ambato, sector la Merced, en base a la NEC 2024.”

Trabajo de titulación modalidad trabajo experimental, presentado previo a la obtención del título de Ingeniero Civil.

AUTOR: Oscar Steven Balladares Aldas

TUTOR: Ing. Jorge Washington Cevallos Cabrera, Mg.

Ambato – Ecuador

2026

APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de tutor del trabajo experimental, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, con el tema: **"Análisis dinámico no lineal del edificio Residencia Vargas del cantón Ambato, sector La Merced, en base a la NEC 2024"**, elaborado por el estudiante Oscar Steven Balladares Aldas, portador de la cédula de ciudadanía número 1803776366, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

- Que el presente trabajo experimental es original de su autor.
- Ha sido revisado cada uno de sus capítulos componentes.
- Está concluido en su totalidad.

Ambato, enero 2026



.....
Ing. Jorge Washington Cevallos Cabrera, Mg.

C.C.:1801854017

TUTOR

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, **Oscar Steven Balladares Aldas**, con C.C.: 1803776366 declaro que todos los contenidos y actividades expuestos en el desarrollo del presente trabajo experimental con el tema: "**Análisis dinámico no lineal del edificio Residencia Vargas del cantón Ambato, sector La Merced, en base a la NEC 2024**", así como también los análisis estadísticos, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del trabajo experimental, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo. En tal virtud, el contenido, efectos legales y académicos que se desprenden del mismo son de exclusiva responsabilidad del autor.

Ambato, enero 2026



Oscar Steven Balladares Aldas

C.C.: 1803776366

AUTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este trabajo experimental o parte de él, un documento disponible para su lectura consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos en línea patrimoniales de mi trabajo experimental, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, enero 2026



.....
Oscar Steven Balladares Aldas

C.C.: 1803776366

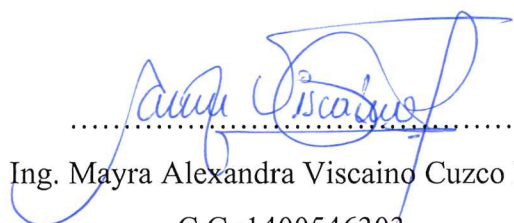
AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del trabajo experimental, realizado por el estudiante **Oscar Steven Balladares Aldas**, de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: " **Análisis dinámico no lineal del edificio Residencia Vargas del cantón Ambato, sector La Merced, en base a la NEC 2024**".

Ambato, enero 2026

Para constancia firma:



.....
Ing. Mayra Alexandra Viscaino Cuzco Mg.
C.C.:1400546303
MIEMBRO CALIFICADOR



.....
Ing. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla Mg.
C.C.:1804420220
MIEMBRO CALIFICADOR

DEDICATORIA

Este trabajo se lo dedico, ante todo, a Dios, por acompañarme en los momentos de dificultad y brindarme la fortaleza necesaria para alcanzar cada meta propuesta.

A mis padres, cuyo amor incondicional, sacrificios y enseñanzas han sido la base sólida sobre la cual he construido mi vida personal y académica. Gracias por impulsarme siempre a dar lo mejor de mí, este trabajo es el reflejo de todo el apoyo que me han brindado desde el inicio.

A mi hermano, por su comprensión y compañía en cada momento, por celebrar mis avances y por acompañarme incluso en silencio cuando lo necesité.

A cada uno de ustedes les dedico este trabajo con profundo cariño y eterna gratitud, ya que siempre han caminado a mi lado y han sido parte esencial de mi crecimiento.

AGRADECIMIENTO

A lo largo de este camino académico he contado con el apoyo, la guía y la comprensión de personas que han sido fundamentales para la culminación de este proceso. A todas ellas deseo expresar mi más sincero agradecimiento.

En primer lugar, agradezco profundamente al Ing. Jorge Cevallos Mg, por su dedicación, orientación y, especialmente la paciencia que tuvo durante el desarrollo de este trabajo. Sus conocimientos y comentarios fueron esenciales para mejorar y consolidar cada etapa de este trabajo.

A mi familia, quien me brindó su motivación y fortaleza en los momentos de mayor desafío. Su confianza en mí ha sido el impulso que me permitió seguir adelante.

Finalmente, agradezco a todas las personas, docentes e instituciones que, de manera directa o indirecta, aportaron a la culminación de esta etapa.

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDO

PORTADA.....	i
APROBACIÓN DEL TUTOR.....	ii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN.....	iii
DERECHOS DE AUTOR.....	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO.....	v
DEDICATORIA.....	vi
AGRADECIMIENTO	vii
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDO	viii
ÍNDICE DE FIGURAS	x
ÍNDICE DE TABLAS.....	xii
ÍNDICE DE ANEXOS	xiii
SIGLAS, ACRÓNIMOS Y ABREVIATURAS	xiv
RESUMEN EJECUTIVO	xv
ABSTRACT	xvi
CAPÍTULO I.- MARCO TEÓRICO.....	1
I. JUSTIFICACIÓN.....	1
II. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS	1
III. OBJETIVOS	5
A. OBJETIVO GENERAL.....	5
B. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	5
CAPÍTULO II.- METODOLOGÍA.....	6
I. EQUIPOS Y MATERIALES.....	7
A. FASE I	7
B. FASE II	8
C. FASE III.....	8
II. MÉTODOS	8
A. FASE I	8
B. FASE II	10
C. FASE III.....	24
CAPÍTULO III.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	29
I. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS	29
A. FASE I	29
B. FASE II	34

C. FASE III.....	74
II. VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS	85
A. HIPÓTESIS.....	85
B. VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS.....	85
CAPÍTULO IV.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	86
I. CONCLUSIONES.....	86
II. RECOMENDACIONES.....	87
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	88
ANEXOS	92

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1. Ubicación de la estructura.....	6
Fig. 2. Elevación de la edificación.	7
Fig. 3. Espectro Elástico de Aceleraciones NEC-SE-DS 15 [24].	15
Fig. 4. Espectro Elástico de Aceleraciones propuesta NEC-SE-DS 24 [25].	16
Fig. 5. Curva Esfuerzo-Deformación de Mander 1988 [32].	22
Fig. 6. Método Takeda [34].	24
Fig. 7. Límites de desempeño [36].	26
Fig. 8. Curva de deformación plástica [33].	27
Fig. 9. Ensayo SPT.	30
Fig. 10. Resultados SPT.....	31
Fig. 11. Zonas Sísmicas NEC-SE-DS 15 [24].	32
Fig. 12. Diseño de Columna.....	33
Fig. 13. Diseño de Viga.	33
Fig. 14. Vista en planta de Tableros.	36
Fig. 15. Espectros de Respuesta NEC-SE-DS 2015.....	42
Fig. 16. Zonas Sísmicas propuesta NEC-SE-DS 2024 [25].	43
Fig. 17. Espectros de Respuesta según propuesta NEC-SE-DS 2024.....	48
Fig. 18. Asignación de masa.	50
Fig. 19. Asignación de P-deltas.....	50
Fig. 20. Patrones de carga.	50
Fig. 21. Casos de carga A M Espe X y A M Espe Y.	51
Fig. 22. Combinaciones de carga A. M. Espec. XC y YC.....	51
Fig. 23. Diafragma de la estructura.	52
Fig. 24. Agrietamiento en Vigas y Columnas.	52
Fig. 25. Reducción de rigidez en losa y gradas.....	52
Fig. 26. Muro en L, Vista en Planta.	57
Fig. 27. Muro recto de 2m, Vista en Planta.	57
Fig. 28. Muro recto de 1,5 m, Vista en Planta.	58
Fig. 29. Visualización 3D de Muros.....	58
Fig. 30. Agrietamiento en Muros.	58
Fig. 31. Determinación de Combinaciones de Carga.	66
Fig. 32. Requerimiento de Acero en Viga Crítica.....	67
Fig. 33. Creación caso de carga Gravedad.....	68
Fig. 34. Creación casos de carga Pushover.....	68
Fig. 35. Pushover en el programa.....	69
Fig. 36. Acelerograma E-AMNT.	70
Fig. 37. Acelerograma N-AMNT.	70
Fig. 38. Acelerograma E-ASDO.....	70
Fig. 39. Acelerograma N-ASDO.....	70
Fig. 40. Acelerograma E-AV18.	71
Fig. 41. Acelerograma N-AV18.....	71
Fig. 42. Verificación de Espectro compatible.....	71
Fig. 43. Espectros de respuesta NEC-SE-DS 15 y propuesta NEC-SE-DS 24.....	74
Fig. 44. Curva de capacidad análisis estático no lineal X.....	76

Fig. 45. Curva de capacidad análisis no lineal X-.....	76
Fig. 46. Curva de capacidad análisis no lineal Y.	77
Fig. 47. Curva de capacidad análisis no lineal Y-.....	78
Fig. 48. Rótulas Pushover Sentido X.....	79
Fig. 49. Rótulas Pushover Sentido X-.	80
Fig. 50. Rótulas Pushover Sentido Y.....	80
Fig. 51. Rótulas Pushover Sentido Y-.	81
Fig. 52. Rótula Columna C4 Norte NEC-SE-DS 15.	82
Fig. 53. Rótula Viga B38 Este NEC-SE-DS 15.....	82
Fig. 54. Rótula Columna C19 Este NEC-SE-DS 15.	82
Fig. 55. Rótula Viga B4 Este NEC-SE-DS 15.....	82
Fig. 56. Rótula Columna C4 Norte NEC-SE-DS 24.	83
Fig. 57. Rótula Viga B38 Norte NEC-SE-DS 24.....	83
Fig. 58. Rótula Columna C19 Este NEC-SE-DS 24.	83
Fig. 59. Rótula Viga B4 Este NEC-SE-DS 24.....	83

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA I PESO ESPECÍFICO DE MATERIALES [27]	12
TABLA II SIMBOLOGÍA [24], [25]	14
TABLA III RESUMEN FÓRMULAS [24], [25]	17
TABLA IV CHEQUEOS NEC-SE-DS 15 [24] y NEC-SE-DS 24 [25]	19
TABLA V COMBINACIONES DE CARGA [27]	20
TABLA VI RESUMEN ENSAYO CON ESCLERÓMETRO	29
TABLA VII VALORES DEL FACTOR Z [24]	32
TABLA VIII CARGA VIVA SEGÚN OCUPACIÓN DE LA EDIFICACIÓN [27]	34
TABLA IX PESO PAREDES SEGUNDO PISO	35
TABLA X PESO PAREDES TERCER Y CUARTO PISO	35
TABLA XI PESO PAREDES QUINTO PISO	36
TABLA XII PESO TOTAL DE CARGAS EN TABLEROS	37
TABLA XIII VALORES DEL COEFICIENTE F_a [24]	37
TABLA XIV VALORES DEL COEFICIENTE F_d [24]	38
TABLA XV VALORES DEL COEFICIENTE F_s [24]	38
TABLA XVI COEFICIENTE SEGÚN TIPO DE ESTRUCTURA [24]	39
TABLA XVII COEFICIENTE DE K [24]	39
TABLA XVIII FACTOR DE IMPORTANCIA [24]	40
TABLA XIX COEFICIENTE R PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES DÚCTILES [24]	41
TABLA XX ZONAS SÍSMICAS [25]	43
TABLA XXI VALORES DEL COEFICIENTE F_a [25]	44
TABLA XXII VALORES DEL COEFICIENTE F_d [25]	44
TABLA XXIII VALORES DEL COEFICIENTE F_s [25]	44
TABLA XXIV COEFICIENTE SEGÚN TIPO DE ESTRUCTURA [25]	45
TABLA XXV COEFICIENTE DE K [25]	46
TABLA XXVI CATEGORÍA DE RIESGO [25]	46
TABLA XXVII FACTOR DE IMPORTANCIA [25]	47
TABLA XXVIII COEFICIENTE R PARA SISTEMAS DUALES [25]	47
TABLA XXIX RESUMEN ESPECTROS ELÁSTICOS DE DISEÑO	49
TABLA XXX FACTOR DE DIRECCIÓN MODAL SIN CORREGIR	53
TABLA XXXI REACCIONES EN LA BASE SIN CORREGIR	54
TABLA XXXII RELACIONES DE PARTICIPACIÓN DE MASA MODAL SIN CORREGIR	55
TABLA XXXIII DERIVAS MÁXIMAS [24]	56
TABLA XXXIV FACTOR DE DIRECCIÓN MODAL CORREGIDO	59
TABLA XXXV REACCIONES EN LA BASE CORREGIDAS	60
TABLA XXXVI RELACIONES DE PARTICIPACIÓN DE MASA MODAL CORREGIDO	61
TABLA XXXVII FACTOR DE DIRECCIÓN MODAL PROPUESTA NEC-SE-DS 24	63
TABLA XXXVIII DETERMINACIÓN DEL PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN [25]	63
TABLA XXXIX REACCIONES EN LA BASE PROPUESTA NEC-SE-DS 24	64
TABLA XL RELACIONES DE MASA PARTICIPANTE MODAL PROPUESTA NEC-SE- DS 24	65

TABLA XLI LÍMITE DERIVAS INELÁSTICAS PROPUESTA NEC-SE-DS 24 [25].....	65
TABLA XLII ACERO EN VIGAS.....	67
TABLA XLIII DERIVAS MÁXIMAS SENTIDO X NEC-SE-DS 15	72
TABLA XLIV DERIVAS MÁXIMAS SENTIDO Y NEC-SE-DS 15	72
TABLA XLV DERIVAS MÁXIMAS SENTIDO X NEC-SE-DS 24	73
TABLA XLVI DERIVAS MÁXIMAS SENTIDO Y, NEC-SE-DS 24	73

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Ensayo Esclerómetro	93
Anexo 2: Ensayo Scanner.....	103
Anexo 3: Ensayo SPT	113
Anexo 4: Tablas de Norma.....	148
Anexo 5: Espectros	154
Anexo 6: Tablas de Etabs.....	163
Anexo 7: Reporte Pushover Etabs	170
Anexo 8: Plano Arquitectónico	192

SIGLAS, ACRÓNIMOS Y ABREVIATURAS

ACI	American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto)
ASTM	American Society for Testing and Materials
BSI	British Standards Institution (Institución Británica de Normas)
CSI	Computers and Structures, Inc.
ETABS	Extended 3D Analysis of Building Systems (Análisis Extendido en 3D de Sistemas de Edificios)
FEMA	Federal Emergency Management Agency (Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de Estados Unidos)
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
NTE INEN	Normas Técnicas Ecuatorianas del Instituto Ecuatoriano de Normalización
PGA	Peak Ground Acceleration (Valor de la aceleración sísmica máxima en el terreno)
SPT	Standard Penetration Test (Ensayo de Penetración Estándar)
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

RESUMEN EJECUTIVO

Ecuador, al estar ubicado en una zona sísmica activa, enfrenta un alto riesgo de eventos sísmicos que pueden afectar gravemente la seguridad de sus edificaciones. Por ello, es fundamental evaluar el desempeño estructural de los edificios para prevenir las pérdidas materiales como las humanas en caso de sismos.

Este trabajo experimental se centró en una edificación irregular de cinco pisos de la residencia Vargas, con mezzanine y voladizos en las fachadas frontales, situada en la parroquia La Merced, cantón Ambato. El objetivo fue realizar un análisis dinámico no lineal para estudiar el comportamiento sísmico de la estructura bajo diversas condiciones sísmicas.

Para establecer los datos esenciales de la estructura, se desarrolló tres ensayos: el esclerómetro, que permitió establecer la resistencia del hormigón, el ensayo de penetración estándar, que determinó el tipo de suelo de la edificación, y finalmente, el ensayo con escáner, que permitió visualizar la distribución del acero de refuerzo en elementos estructurales como vigas y columnas.

El análisis incluyó tres métodos complementarios: un análisis modal espectral, un análisis pushover y, finalmente, un análisis de tiempo-historia. El análisis modal espectral permitió obtener las frecuencias de vibración de la estructura bajo cargas sísmicas, mientras que el análisis pushover evaluó la curva de capacidad. Finalmente, el análisis de tiempo-historia simuló el comportamiento de la edificación bajo un sismo real, utilizando espectros elásticos de diseño y acelerogramas para evaluar su desempeño ante diferentes intensidades sísmicas.

Los resultados mostraron que las dimensiones de las vigas y columnas de la edificación no cumplen con los requisitos establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), lo que compromete su capacidad de resistencia frente a eventos sísmicos de gran magnitud. Ante esta situación, se recomendó aumentar el tamaño de las secciones de los elementos estructurales para mejorar la rigidez y resistencia sísmica de la edificación, lo cual permitiría una mayor capacidad de absorción de energía y disminuiría el riesgo de fallos estructurales en un evento sísmico.

Este estudio resalta la importancia de realizar análisis sísmicos avanzados para garantizar la seguridad estructural de las edificaciones y proteger tanto a las personas como a los bienes materiales en áreas de alta actividad sísmica como Ecuador.

PALABRAS CLAVE: ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL, ANÁLISIS PUSHOVER, ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA.

ABSTRACT

Ecuador, being located in an active seismic zone, faces a high risk of seismic events that can seriously affect the safety of its buildings. Therefore, it is essential to evaluate the structural performance of buildings to prevent material and human losses in the event of earthquakes. This experimental work focused on an irregular five-story building, with a mezzanine and overhangs on the front facades, located in the parish of La Merced, Ambato canton. The objective was to perform a nonlinear dynamic analysis to study the seismic behavior of the structure under various seismic conditions.

To establish the essential data of the structure, three tests were developed: the sclerometer, which allowed the concrete resistance to be established, the standard penetration test which determined the type of soil of the building, and finally, the scanner test, which allowed the distribution of the reinforcing steel in structural elements such as beams and columns to be visualized.

The analysis included three complementary methods: a spectral modal analysis, a pushover analysis, and finally, a time-history analysis. The spectral modal analysis allowed for obtaining the vibration frequencies of the structure under seismic loads, while the pushover analysis evaluated the capacity curve. Finally, the time-history analysis simulated the behavior of the building under a real earthquake, using elastic design spectra and accelerograms to evaluate its performance under different seismic intensities.

The results showed that the dimensions of the beams and columns of the building do not meet the requirements established by the Ecuadorian Construction Standard (NEC), which compromises their capacity for resistance to seismic events of great magnitude. In view of this situation, it was recommended to increase the size of the sections of the structural elements to improve the rigidity and seismic resistance of the building, which would allow a greater energy absorption capacity and reduce the risk of structural failures in a seismic event.

This study highlights the importance of performing advanced seismic analysis to ensure the structural safety of buildings and protect both people and material assets in areas of high seismic activity such as Ecuador.

KEYWORDS: SPECTRAL MODAL ANALYSIS, PUSHOVER ANALYSIS, TIME-HISTORY ANALYSIS.

CAPÍTULO I.- MARCO TEÓRICO

En este capítulo se establecen los fundamentos teóricos que sustentan la investigación se presenta la justificación de este análisis donde se expone la relevancia y la necesidad de abordar la temática desde una perspectiva académica y práctica, asimismo se detallan los antecedentes que permite contextualizar el estado actual del conocimiento sobre este tema y los objetivos planteados.

I. JUSTIFICACIÓN

En la actualidad existen diversas estructuras que tienen varios años, incluso décadas desde su construcción en las cuales no se conoce que se haya realizado análisis para verificar la seguridad estructural, por ende, estas edificaciones ponen en riesgo la vida de las diferentes personas que viven, ocupan o trabajan en edificios no seguros, con el análisis dinámico no lineal de esta estructura se podrá determinar la respuesta que tendría ante diferentes sismos con la utilización de software ingenieril y la determinación del estado actual de la estructura a partir de ensayos que ayuden a determinar el estado del acero y el hormigón presente en la edificación.

Es importante mencionar que las edificaciones gubernamentales y privadas en el Ecuador son de suma importancia, ya que, todo tipo de persona realizan en ellas diferentes trámites y por lo cual, la mayoría de estas estructuras diariamente posee o alberga por un momento a gran cantidad de personas, que recurren allí para solventar cualquier dificultad que se produce en su vida cotidiana, por lo tanto, es necesario determinar qué tan seguras son dichas estructuras ante cualquier problema que se genere de manera natural como lo son: los temblores, sismos y terremotos.

A partir de este estudio se podrá determinar si esta estructura es resistente o no a diversos sismos que en algún futuro podrán afectar a la ciudad de Ambato y por ende se podrán tomar las acciones pertinentes disminuyendo el riesgo ante esta dificultad en cuanto a la estructura del edificio analizado.

II. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

Desde épocas pasadas se asociaba los diferentes fenómenos naturales como los sismos y terremotos a la acción de algo sobrenatural, pero en la actualidad se conoce que estos fenómenos tienen una explicación científica y justificada, por lo cual las estructuras son uno de los elementos que más se ven afectados cuando suceden estos desastres naturales, por tal motivo deben estar mejor diseñadas [1].

El Ecuador al pertenecer al cinturón de fuego del Pacífico está expuesto a la generación de algunos sismos que por momentos pueden llegar a ser de gravedad como en Chile, teniendo en

cuenta que durante los últimos años han existido terremotos que afectaron en gran medida el accionar de la sociedad y un sinnúmero de pérdidas humanas, demostrando que existen edificaciones mal construidas con índices de seguridad muy bajos [2].

Los sismos son un movimiento de tierra que, en el Ecuador, aunque no son recurrentes generan grandes daños, un gran ejemplo es el de Pedernales en el año 2016 lo que provocó muertes innumerables y daños en todo tipo de estructura, dejando a esta ciudad muy destruida y inhabitable por un tiempo considerable hasta solucionar todos los problemas generados [3].

Algo similar ocurre en la ciudad de Ambato, la cual presenta antecedentes de grandes sismos que provocaron muchas pérdidas humanas un claro ejemplo es el terremoto de 1949, donde casi toda la ciudad fue destruida afectando a la mayor parte de la sociedad ambateña, por lo cual, el analizar una estructura que ya tiene algunos años de vida y especialmente si es gubernamental debe tener una buena respuesta ante diferentes sismos para evitar muertes y accidentes [4].

La vulnerabilidad sísmica de las estructuras es esencial para comprender cómo diferentes tipos de edificaciones responden a los diversos sismos (tectónicos y volcánicos) que se presentan repentinamente durante la vida de la estructura. Este análisis se enfoca en evaluar la capacidad de una estructura para resistir las fuerzas sísmicas y anticipar los posibles daños durante un determinado evento sísmico.

Por ende, se considera que el comportamiento sísmico de una estructura durante un terremoto está determinado por su respuesta dinámica a las fuerzas sísmicas. Esta respuesta está influenciada por factores como la rigidez, la masa efectiva y otras propiedades estructurales que ayudan a aminorar el daño que tiene la estructura que interactúa con la energía liberada por el accionar del evento sísmico [5].

Algo similar sucede en los niveles de desempeño que ayudan a identificar la categoría en la que se encuentra precisamente la estructura, a partir de los daños que se presente después del sismo registrado, teniendo en consideración cuatro niveles esenciales como lo son: funcional, controlado, prevención de derrumbes y colapso. Estos rangos especifican si la estructura está en buenas o malas condiciones para determinar si se debe realizar algunas correcciones o si es el caso derribar la edificación y construir nuevamente con las rectificaciones o modificaciones en su diseño para evitar estos problemas [6].

Un aspecto clave para realizar un análisis correcto de la estructura es conocer los tipos de análisis existentes, teniendo en general la división de estos estudios en análisis lineal y no lineal.

El análisis lineal a su vez se subdivide en dos partes lineal estático y lineal dinámico, por otra parte, el análisis no lineal se subdivide en no lineal estático y no lineal dinámico. Para cada tipo de análisis se realizan diferentes métodos para determinar cómo reacciona la estructura y diseñar un modelo correcto en el ámbito estructural [7].

Uno de los métodos para el análisis dinámico no lineal es el de tiempo historia en el cual se calcula la respuesta que tiene la edificación en varios intervalos de tiempo a partir de los datos que se generan en los acelerogramas y se verifica el tiempo que soporta la estructura antes de llegar al colapso o a sufrir daños graves [8].

Por lo cual, los acelerogramas se utilizan para recolectar información de los diversos sismos que ayudan a proporcionar información detallada sobre la respuesta del suelo durante un terremoto, debido a que es fundamental, para diseñar estructuras capaces de resistir eventos sísmicos [9].

Otro elemento muy influyente es el espectro de diseño, el cual representa cómo una estructura responderá ante diferentes niveles de vibración sísmica. Estas representaciones gráficas ilustran la aceleración máxima que se espera que experimente la estructura en función de la frecuencia de vibración durante un terremoto. En el contexto del diseño sísmico, el espectro de diseño es fundamental para calcular las fuerzas sísmicas necesarias al diseñar edificaciones y otras estructuras para resistir terremotos [10].

Así mismo la evaluación de la vulnerabilidad sísmica implica analizar la infraestructura existente, la calidad de la construcción, el cumplimiento de códigos sísmicos y la resistencia de edificios y servicios públicos son aspectos críticos para determinar la capacidad de una comunidad para resistir terremotos. Por otra parte, factores socioeconómicos como la densidad de población, el nivel de desarrollo económico y la disponibilidad de recursos desempeñan un papel importante en la vulnerabilidad general de una comunidad, teniendo en cuenta que en Ecuador existe casas de bajos recursos con problemas estructurales muy serios [11].

Desde otra perspectiva las pérdidas socioeconómicas y materiales que se generan especialmente al momento de ser afectados por un sismo son notables, ya que se presentan diversas afectaciones que en distintos momentos las autoridades no pusieron en práctica como permisos de construcción y el cumplimiento de los planes de ordenamiento territorial [12]. Esta información es esencial para desarrollar estrategias efectivas de reducción de riesgos sísmicos, como el diseño de infraestructuras más resistentes y la planificación urbana adecuada [13].

Uno de los aspectos fundamentales en la comprensión de la vulnerabilidad sísmica es el historial sísmico de una región [14]. Analizar terremotos pasados proporciona información valiosa sobre su frecuencia, magnitud y ubicación, permitiendo identificar zonas de alto riesgo y evaluar la probabilidad de futuros terremotos [15].

En cuanto a los avances en la investigación estos estudios permiten desarrollar modelos más precisos de peligrosidad sísmica y mejorar las técnicas de diseño y construcción de infraestructuras resistentes a terremotos a partir de la información geográfica. Los códigos de construcción sísmica y las normativas derivadas de estos avances científicos son fundamentales para garantizar la seguridad estructural y reducir la vulnerabilidad en áreas propensas a terremotos [16].

A partir de estos avances es posible establecer algunas comparaciones, al enfocarse exclusivamente en la normativa ecuatoriana, se han establecido estudios que comparan la NEC-SE-DS 15 con la propuesta NEC-SE-DS 24, poniendo en práctica los cambios más relevantes [17].

Con estas investigaciones es posible adoptar un enfoque comparativo en el cual se contraste la información y justificar las diferencias que se presentan en análisis comprobables, tal como se ha realizado en estudios previos considerando la NEC-SE-DS 15 como normativa vigente [18], [19].

En resumen, los antecedentes sobre vulnerabilidad sísmica abarcan una interacción compleja de factores históricos, científicos, técnicos y socioeconómicos. Estos antecedentes son esenciales para desarrollar estrategias integrales de reducción de riesgos sísmicos y promover la seguridad y resiliencia en comunidades vulnerables a terremotos [20].

Por tal razón, este análisis permite determinar la vulnerabilidad sísmica siendo un proceso multidisciplinario que integra principios de ingeniería estructural, geofísica y evaluación de riesgos, y comprender el comportamiento sísmico de las estructuras y la aplicación de métodos analíticos avanzados, fundamentales para mejorar la resiliencia de las infraestructuras frente a eventos sísmicos.

III. OBJETIVOS

A. OBJETIVO GENERAL

Realizar un análisis dinámico no lineal del edificio Residencia Vargas del cantón Ambato, sector La Merced, en base a la NEC 2024.

B. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- 1) Examinar los hormigones y acero utilizado en los diferentes elementos estructurales a partir de ensayos como el esclerométrico, escáner y SPT para determinar el estado actual de la estructura y la resistencia del suelo.
- 2) Evaluar la edificación mediante el software ETABS utilizando tres sismos de acuerdo a lo sugerido en la NEC 2024 para valorar su comportamiento estructural bajo condiciones de carga.
- 3) Analizar los resultados de los modelos para determinar la respuesta de la estructura, a partir de los datos obtenidos con los criterios de diseño sísmico y normativa NEC 2024, estableciendo si la estructura cumple con los estándares de seguridad requeridos.

CAPÍTULO II.- METODOLOGÍA

Este trabajo se realizó mediante una investigación cuantitativa, ya que se centra en el análisis y recopilación de datos que se generan de la estructura para identificar patrones y variables a partir de los resultados, la población estudiada es la edificación, y las muestras analizadas en general son 49 muestras, las cuales se dividen en: 25 muestras para el análisis con esclerómetro, 4 muestras para el ensayo SPT y 20 muestras para el scanner.

La estructura analizada está situada en la esquina entre la avenida González Suárez y avenida Unidad Nacional, frente al cuerpo de los bomberos en la parroquia la Merced, en la ciudad de Ambato, como se muestra en la Fig. 1.

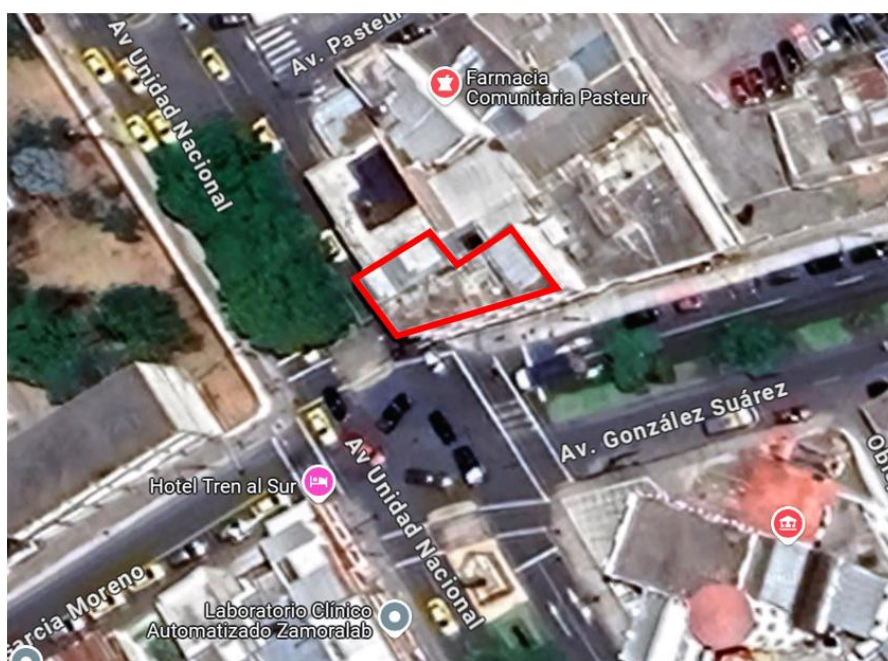


Fig. 1. Ubicación de la estructura.

La edificación estudiada es una estructura que, aunque no es extremadamente antigua, cuenta con más de cuatro décadas desde su construcción, lo que indica que fue edificada hace aproximadamente 42 años. Se trata de un edificio de cuatro pisos que destaca por su diseño estructural. En el primer piso, incluye un mezanine, lo cual añade un nivel intermedio entre el suelo y el segundo piso, optimizando así el espacio disponible. El uso del mezanine es una característica común en edificios de esa época, lo que refleja la tendencia arquitectónica de maximizar el área útil sin comprometer la funcionalidad del espacio. A pesar de su antigüedad, la estructura se mantiene gracias al empleo de hormigón armado, material que asegura durabilidad y resistencia frente al desgaste en el tiempo.

Además de su distribución interna, la edificación cuenta con un diseño distintivo en el que, a partir del segundo piso, se observa un volado en la estructura. Esta extensión sobresaliente de

los pisos superiores añade un carácter único al edificio, permitiendo un mayor espacio habitable en los niveles más altos sin ampliar la base de la construcción. Este tipo de diseño arquitectónico, además de ser visualmente interesante, responde a la necesidad de crear edificaciones más funcionales dentro de las limitaciones del espacio urbano. La combinación de estos elementos arquitectónicos, junto con su sólida construcción, ha permitido que este edificio se mantenga funcional y relevante a lo largo del tiempo.

Para el análisis se determina al mezanine como un nivel más por lo cual esta edificación en el software tiene cinco pisos, los mismos que se visualizan en la Fig. 2.

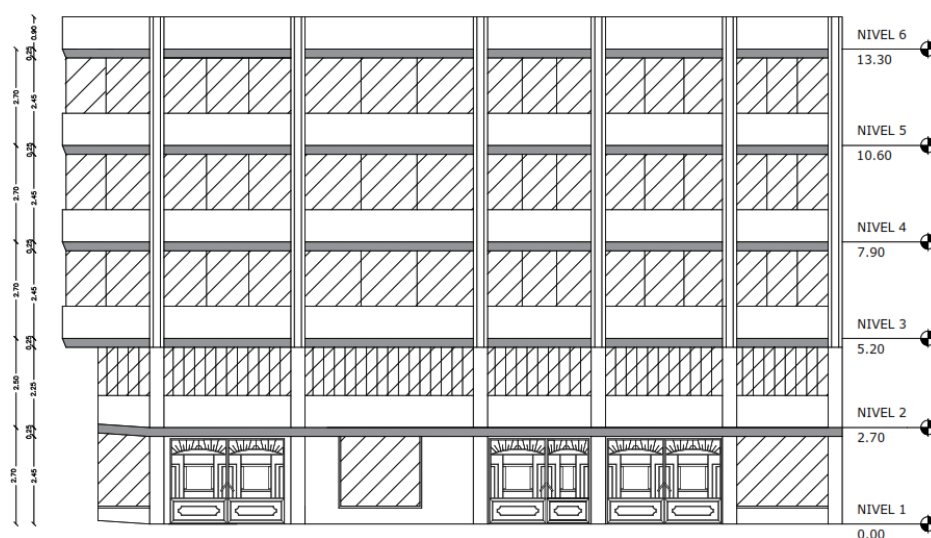


Fig. 2. Elevación de la edificación.

La metodología se dividió en tres fases, la primera fase consiste en evaluar los hormigones y acero utilizados en los diferentes elementos estructurales a partir de ensayos como el esclerómetro, escáner y SPT para determinar el estado actual de la estructura y la resistencia del suelo. La segunda fase fue evaluar la edificación mediante el software ETABS utilizando tres sismos de acuerdo a lo sugerido en la propuesta NEC 2024 para valorar su comportamiento estructural bajo condiciones de carga. Por último, la tercera fase se fundamentó en analizar los resultados de los modelos para determinar la respuesta de la estructura, utilizando los datos obtenidos conforme a los criterios de diseño sísmico de la propuesta NEC-SE-DS 2024. Estos resultados se compararon con los de la NEC-SE-DS 15 con el fin de determinar si la estructura cumple con los estándares de seguridad establecidos.

I. EQUIPOS Y MATERIALES

A. FASE I

En primer lugar, se realizó el ensayo con esclerómetro, también conocido como ensayo de rebote de martillo. Para ello, se utilizó un martillo Schmidt con un cabezal de carburo o esfera de acero, que impactó la superficie a evaluar. Se emplearon escalas calibradas para medir el

rebote y, fue necesario, láminas de lija para acondicionar la superficie. Además, se emplearon herramientas de limpieza para preparar adecuadamente la superficie (cincel, martillo), así como equipos de protección personal, como gafas de seguridad y guantes. Cabe destacar que se utilizó el esclerómetro digital Silver Schmidt, de la marca Proceq.

Posteriormente, se realizó el ensayo de escaneo, utilizando el escáner modelo Profometer 600, también de la marca Proceq. Este equipo permitió evaluar la integridad y el estado del acero utilizado en la estructura, así como determinar los diámetros y las cantidades de las varillas presentes en la edificación.

Finalmente, se llevó a cabo el ensayo de Penetración Estándar (SPT). Para este ensayo se emplearon una varilla de muestreo, un martillo y un yunque para perforar el suelo, junto con una varilla de empuje para insertar el martillo estándar. Además, se utilizó un sistema de caída del martillo y un recipiente para recolectar las muestras de suelo. Un trípode permitió sujetar la pesa de manera estable. Se emplearon herramientas de medición y registro de datos, así como equipo de protección personal, incluidos cascos y guantes, para garantizar la seguridad y eficiencia durante la realización del ensayo.

B. FASE II

En esta etapa, se empleó un software ingenieril especializado para diversas funciones relacionadas con el diseño, análisis y simulación de la infraestructura. Esta herramienta está diseñada específicamente para asistir a los ingenieros civiles, en el diseño de estructuras, la gestión de recursos y la simulación de condiciones. En este caso, se utilizó el programa ETABS 2016, una herramienta avanzada para el diseño estructural que permitió modelar la estructura, así como realizar análisis y simulaciones sísmicas de manera precisa.

C. FASE III

Se finaliza con el análisis de la estructura utilizando los resultados obtenidos del software empleado, conforme a la normativa ecuatoriana. Por lo tanto, no fue necesario recurrir a materiales adicionales fuera del software utilizado.

II. MÉTODOS

A. FASE I

Se inicia evaluando los hormigones y acero utilizados en los diferentes elementos estructurales a partir de ensayos como el esclerómetro, escáner y SPT, para determinar el estado actual de la estructura y la resistencia del suelo.

Se llevó a cabo una investigación exploratoria y de campo para determinar la capacidad del suelo y el estado de la estructura, por lo cual, se procedió a realizar el ensayo con esclerómetro,

el cual se emplea para estimar la resistencia del concreto mediante la medición de su dureza superficial.

Para efectuarlo, se preparó y calibró el equipo, asegurando el adecuado funcionamiento del esclerómetro. Posteriormente, se seleccionaron ubicaciones representativas en la superficie del concreto, se delimitó un área de 15cm x 15 cm, conforme al requisito mínimo de la norma INEN-3121 [21], que establece un diámetro de 15cm.

Primero, se expuso el hormigón retirando el enlucido de la zona elegida. Se selecciona un punto adecuado, se marca el área establecida anteriormente y se limpia superficialmente. Luego, con herramientas manuales (como cincel y martillo), se retira cuidadosamente el enlucido hasta dejar el hormigón completamente visible, procurando no dañarlo. A continuación, se limpia bien la superficie con un cepillo para quitar restos de polvo. Una vez que el hormigón está expuesto y liso, la zona queda lista para realizar el ensayo [21].

El ensayo puede efectuarse en distintas orientaciones, teniendo en consideración que la influencia de la gravedad modifica los valores de rebote verticales, ya que se obtienen lecturas más altas cuando el instrumento se orienta hacia abajo y más bajas cuando se orienta hacia arriba. Los valores horizontales son intermedios.

Durante el ensayo, se colocó la base del esclerómetro en contacto con la superficie y se sostuvo firmemente asegurando que permanezca perpendicularmente, mientras el martillo interno impacta y rebota en el concreto. Para obtener un promedio representativo de la dureza superficial del concreto, se realizaron múltiples mediciones en diferentes ubicaciones, teniendo en cuenta que los impactos deben aplicarse con una separación mínima de 2,5 cm y se deben obtener al menos 10 lecturas para calcular un promedio, considerando que no debe existir ninguna lectura que difiera en más de 5 unidades, de lo contrario el ensayo debe repetirse.

Finalmente, los resultados obtenidos fueron registrados y utilizados para estimar la resistencia del concreto a partir de la tabla de correlación del número de golpes con la resistencia a la compresión, del martillo esclerométrico.

Para la ejecución del ensayo con escáner se inició con la identificación y selección de los elementos estructurales a evaluar. Previo a la inspección, cada elemento fue limpiado meticulosamente a fin de eliminar impurezas que pudieran interferir con la lectura del equipo. Una vez definidos y ubicados los elementos, se procedió a la aplicación del escáner siguiendo un recorrido controlado, uniforme y de baja velocidad, garantizando la precisión en la detección electromagnética.

El dispositivo permitió determinar parámetros fundamentales como el diámetro de las barras, la cantidad de varillas presentes y la profundidad de recubrimiento. La información obtenida

fue procesada para su incorporación en el modelo estructural de la edificación, asegurando que las propiedades asignadas a cada elemento representaran de manera fiel las condiciones reales encontradas en obra. Todo el procedimiento se ejecutó conforme a los lineamientos técnicos establecidos por la normativa aplicable para ensayos no destructivos [22].

Finalmente, el ensayo SPT, es una prueba de campo que se utilizó para obtener información sobre las propiedades del suelo, como su resistencia y capacidad de carga. Para llevar a cabo esta prueba, se seleccionó una ubicación representativa y se perforó el suelo hasta la profundidad deseada de 30cm, luego se insertó el tubo de toma de muestra en el agujero. Posteriormente, se procedió a realizar el ensayo dejando caer el martillo desde una altura específica para impactar el tubo y permitir su penetración en el suelo.

Una vez completado el ensayo, se extrajo las muestras de suelo cada 50 cm de profundidad y se registraron los datos obtenidos, incluyendo el número de golpes y la profundidad alcanzada en cada muestra [23].

Fue fundamental seguir los procedimientos y estándares adecuados durante la ejecución del ensayo SPT para garantizar la precisión y fiabilidad de los resultados obtenidos.

Para el cálculo de este ensayo, se utilizó la fórmula de Terzaghi, que permite calcular la capacidad última del suelo, conforme a lo establecido en la norma ASTM D1586 [23], tomando como referencia esta ecuación:

$$q_u = C * N_c + \gamma * h * N_q + 0.5\gamma * B * N_\gamma \quad (1)$$

Donde:

q_u	capacidad última
C	cohesión del suelo
γ	peso específico del suelo
h	profundidad de desplante
B	ancho de la zapata
N_c, N_q, N_γ	factores de capacidad de carga adimensionales

B. FASE II

Se comenzó evaluando la edificación mediante el software ETABS, utilizando tres sismos de acuerdo con lo sugerido en la NEC-SE-DS [24], para valorar su comportamiento estructural bajo condiciones de carga.

Se procedió con una investigación descriptiva, orientada a recopilar la información necesaria tanto de la estructura existente como del comportamiento sísmico esperado, utilizando para ello los acelerogramas.

En el software de análisis estructural, se integró de manera detallada toda la información geométrica y estructural de la edificación. Posteriormente, se incorporaron con precisión los tres acelerogramas definidos para el estudio, asegurando su correcta calibración en términos de escala, registro temporal y compatibilidad con los parámetros sísmicos establecidos por la normativa NEC-SE-DS 15 [24], y la propuesta NEC-SE-DS 24 [25].

El programa permitió emplear diversas herramientas de modelación para representar el sistema estructural, caracterizar sus propiedades dinámicas y evaluar su respuesta bajo diferentes escenarios sísmicos. Con ello, fue posible analizar aspectos fundamentales como el período, derivas, cortante, modos de vibrar y participación de la masa.

Para el desarrollo de esta fase se realizaron los siguientes análisis:

- Análisis modal espectral, empleado para identificar los modos de vibración, frecuencias naturales y participación modal, además de evaluar la respuesta estructural frente al espectro de diseño.
- Análisis pushover, utilizado para evaluar el comportamiento no lineal de la estructura, determinar su capacidad resistente ante demandas y reconocer los posibles mecanismos de colapso.
- Análisis tiempo-historia, mediante el cual se examinó con detalle la respuesta de la edificación ante cada acelerograma, incorporando los efectos reales del movimiento del terreno.

En primera instancia, se definieron los parámetros fundamentales para el análisis estructural, incluyendo las condiciones de carga que actúan sobre la edificación y los espectros de respuesta sísmica correspondientes al sitio de estudio, conforme a los criterios de la NEC-SE-DS 15 y la propuesta NEC-SE-DS 24. Asimismo, se determinó la cuantía de acero en columnas. Este proceso permitió establecer las bases iniciales para la modelación y verificación estructural.

De acuerdo con lo estipulado en ACI 318-25 [26], para asegurar un desempeño estructural adecuado de la columna, la cuantía de acero longitudinal debe mantenerse dentro del rango permitido, comprendido entre el 1% y el 8% del área transversal de la sección. Este rango asegura que la columna tenga la capacidad suficiente para resistir las solicitaciones de carga a las que será sometida, proporcionando así una adecuada resistencia, rigidez y durabilidad a lo largo del tiempo. Es fundamental que el diseño se ajuste a estos valores para evitar posibles

fallos estructurales y garantizar la seguridad estructural. Se calculó a partir de la siguiente ecuación:

$$p = \frac{A_s}{b * d} \quad (2)$$

Donde:

p cuantía de acero.

As acero de columna.

b base de columna.

d ancho de columna.

1) Cuantificación de Cargas

De acuerdo con lo establecido por la NEC-SE-CG 15 [27], para determinar las cargas de una edificación se debe tomar en cuenta lo siguiente:

a) Carga Viva

Las cargas vivas también conocidas como sobrecargas de uso están directamente relacionadas con el tipo de actividad o uso específico al que se destina la edificación. Estas cargas representan el peso variable que las personas, muebles, equipos u otros elementos pueden ejercer sobre la estructura y su magnitud varía dependiendo de la función del edificio. La carga viva se considera variable porque puede cambiar a lo largo del tiempo según el uso que se haga de los espacios. Esta carga se asigna de acuerdo con las actividades que se realizarán en el edificio, y se define en tablas específicas dentro de la norma [27].

b) Carga Muerta

La carga muerta, también conocida como carga permanente, está compuesta por el peso de todos los elementos estructurales fijos de la edificación. Esta carga tiene la particularidad de ser constante durante toda la vida útil del edificio. Para cada tipo de elemento estructural, la norma especifica su peso unitario, lo cual permite asignar la carga correspondiente a cada componente del edificio. Como se muestra (ver TABLA I) los materiales usados en la edificación [27].

TABLA I
PESO ESPECÍFICO DE MATERIALES [27]

Material	Peso Específico (kg/m ³)
Hormigón	2400
Ladrillo	1900
Vidrio	2600

c) Carga Pared

Se refiere al peso de las paredes que descansan sobre las vigas de la estructura. El cálculo de esta carga depende del tipo de material utilizado en la construcción de las paredes, ya que cada material tiene una densidad diferente. Para el cálculo de las cargas de paredes se utilizó la siguiente ecuación:

$$P_P = P_M * A * A_P * L_P \quad (3)$$

Donde:

P_P peso de pared.

P_M peso del material.

A altura de pared.

A_P ancho de la pared.

L_P longitud de la pared.

d) Carga Tableros

Se refiere al peso de las paredes que se encuentran dentro de cada uno de los tableros de la estructura. Estas paredes, al ser elementos fijos de la edificación, se consideran cargas muertas. Al igual que con la carga de pared, la carga de taleros se calcula a partir del peso del material de las paredes dentro de cada tablero, considerando las dimensiones y la densidad del material. Para la determinación de esta carga se utilizó la siguiente fórmula:

$$P_T = \frac{P_P * L_P}{A_T} \quad (4)$$

Donde:

P_T peso total de paredes en el talero.

P_P peso de pared.

L_P longitud de pared.

A_T área del tablero.

2) Espectros de Respuesta

El espectro de respuesta es una representación gráfica que muestra como una estructura reacciona a diferentes niveles de aceleración sísmica, teniendo en cuenta varios períodos de vibración.

El espectro reducido de respuesta se usó para el diseño y dimensionamiento de la estructura, asegurando que sea capaz de soportar las fuerzas sísmicas propias de la zona en la que se encuentra, adaptándose a las características del terreno y la actividad sísmica.

El espectro reducido es una versión modificada del espectro elástico que se obtiene al dividir este último entre un factor de reducción asociado al comportamiento inelástico de la estructura.

Este procedimiento incorpora explícitamente la capacidad de disipación de energía y la ductilidad del sistema estructural, permitiendo representar fuerzas de diseño más compatibles con la respuesta real durante un sismo, dado que las edificaciones están concebidas para desarrollar deformaciones plásticas controladas sin comprometer su seguridad.

A continuación, se presenta la simbología que servirá para entender las ecuaciones presentes en la tabla: resumen de fórmulas. (Ver TABLA II)

TABLA II
SIMBOLOGÍA [24], [25]

SÍMBOLO	SECCIÓN		DEFINICIÓN
	NEC-SE-DS 15	PROPUESTA NEC-SE-DS 24	
Z	3.1.1	3.1	Aceleración máxima en roca esperada por el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.
F_a	3.2.2t	3.3.2.1	Coefficiente de amplificación del suelo en la zona de período corto
F_d	3.2.2	3.3.2.2	Coefficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.
F_s	3.2.2	3.3.2.3	Coefficiente de comportamiento no lineal de los suelos
C_t	6.3.3	6.2.1	Coefficiente que depende del tipo de edificio
h_n	-	-	Altura en metros, medida desde la base, del piso más alto del edificio
η	3.3.1	-	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1s$) y el valor PGA para el período de retorno seleccionado.
r	3.3.1	3.4.1	Factor usado en el espectro de diseño elástico cuyo valor depende de la ubicación geográfica del proyecto.
I	4.1	-	Factor de importancia estructural (NEC-SE-DS 15)
I_e	-	4.1	Factor de importancia sísmica (NEC-SE-DS 24)
W	6.1.7	6.1.3	Carga sísmica reactiva
VD	6.2.2	6.2.2	Cortante Basal Dinámico
VE	6.3.2	6.2.5.1	Cortante Basal Estático
Δ_M	6.3.9	4.4	Deriva inelástica máxima de piso
Δ_E	6.3.9	-	Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas
C_d	-	4.5.1	Factor de amplificación de deflexiones

a) NEC-SE-DS 2015

Para obtener el espectro de diseño correspondiente, es necesario calcular cada uno de los parámetros definidos en dicha normativa, tales como los coeficientes sísmicos, factores de amplificación y períodos característicos, con base en estos valores se construyó un espectro

elástico que reproduce de manera adecuada el comportamiento esperado según los lineamientos de la NEC-SE-DS [24]. (Ver Fig. 3).

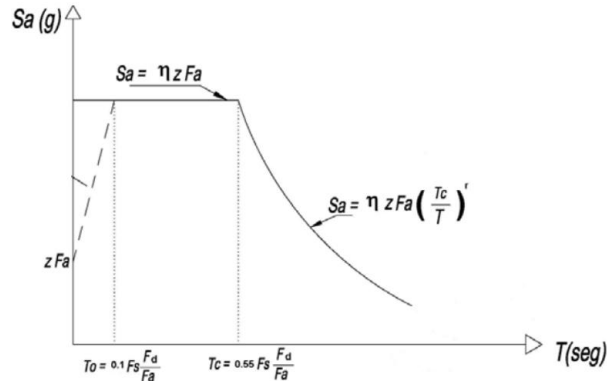


Fig. 3. Espectro Elástico de Aceleraciones NEC-SE-DS 15 [24].

La Fig. 3 representa el espectro de aceleración seudoespectral (S_a) utilizado para el diseño sísmico, mostrando como varía la demanda sísmica en función del período seudoespectral (T). El espectro se divide en tres zonas: un tramo inicial donde la aceleración aumenta linealmente, una meseta donde la aceleración permanece constante y finalmente un tramo descendente donde S_a disminuye conforme aumente el período del espectro de respuesta.

Los puntos de transición período inicial (T_0) y período límite de vibración (T_c) dependen de los factores del suelo establecidos en la normativa. En conjunto, el espectro indica que las estructuras rígidas experimentan mayores aceleraciones, las de período intermedio alcanzan la demanda máxima y las más flexibles están sometidas a aceleraciones menores.

A partir del espectro elástico de diseño, fue posible generar el espectro reducido el cual utiliza la siguiente ecuación según la NEC-SE-DS 15 en la sección 6.2.2 [24]:

$$E_r = \frac{E_e}{R * \emptyset_P * \emptyset_E} \quad (5)$$

Donde:

- E_r Espectro reducido de diseño.
- E_e Espectro elástico de diseño.
- R Factor de reducción de resistencia sísmica.
- $\emptyset_P$ Factor de irregularidad en planta.
- $\emptyset_E$ Factor de irregularidad en elevación.

b) Propuesta NEC-SE-DS 2024

Para el espectro de respuesta sísmica, se siguió el procedimiento indicado en el borrador de la norma, considerando los nuevos parámetros y ajustes introducidos, como posibles actualizaciones en los coeficientes sísmicos o en la definición de los períodos de control. A

partir de esta información, se generó un espectro elástico que representa fielmente lo planteado en la propuesta normativa [25]. (Ver Fig. 4).

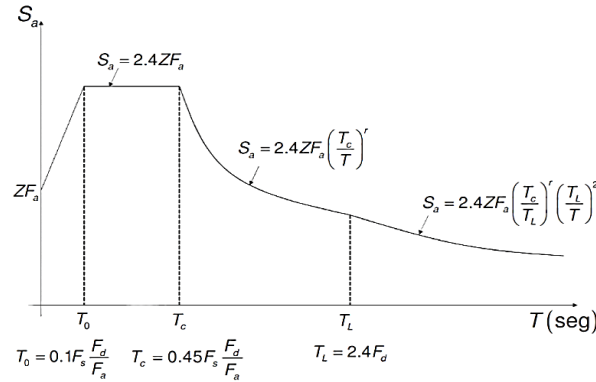


Fig. 4. Espectro Elástico de Aceleraciones propuesta NEC-SE-DS 24 [25].

La Fig. 4 muestra el espectro elástico de aceleraciones definido por la propuesta NEC-SE-DS 24, el cual describe la demanda sísmica en función del período pseudoespectral (T). El espectro se divide en cuatro tramos: un crecimiento lineal hasta valores menores al período en el cual inicia la zona de aceleraciones espectral constante (T_0), una meseta donde la aceleración se mantiene en su valor máximo, a partir del período de control (T_c), la aceleración comienza a disminuir y un tramo final para períodos mayores al período de esquina (T_L) donde la aceleración decrece mucho más.

Una vez establecido el espectro elástico, se creó el espectro reducido el cual utiliza la siguiente ecuación según propuesta NEC-SE-DS 24 sección 6.3.3 [25]:

$$E_r = \frac{E_e}{\frac{R}{I_e}} \quad (6)$$

Donde:

- E_r Espectro reducido de diseño.
- E_e Espectro elástico de diseño.
- R Factor de modificación de respuesta sísmica.
- I_e Factor de importancia según NEC-SE-DS 24.

Se elaboraron los espectros de diseño considerando que la NEC-SE-DS 15 y la propuesta NEC-SE-DS 24 se derivan de formulaciones independientes. Cada normativa define parámetros sismológicos, coeficientes y procedimientos propios, en consecuencia, fue necesario construir un espectro elástico y un espectro de diseño reducido para cada caso.

La obtención de estos espectros se ejecutó conforme a la metodología indicada (ver TABLA III), la cual detalla la secuencia de cálculo, parámetros normativos involucrados y las condiciones necesarias para garantizar la correcta generación de los espectros.

TABLA III
RESUMEN FÓRMULAS [24], [25]

ESPECTRO DE DISEÑO		
	NEC-SE-DS 15	PROPUESTA NEC-SE-DS 24
Zona Sísmica	Ver TABLA VII Sección: 3.1.1	Ver TABLA XX Sección: 3.1
Coefficientes del Suelo	Ver TABLA XIII, XIV, XV Sección: 3.2.2	Ver TABLA XXI, XXII, XXIII Sección: 3.3.2
Período Inicial (To)	$T_o = 0,1 * F_S * \frac{F_d}{F_a}$ (7)	
	Sección: 3.3.1	Sección: 3.4.1
Período Límite de Vibración (Tc)	$T_c = 0,55 * F_S * \frac{F_d}{F_a}$ (8)	$T_c = 0,45 * F_S * \frac{F_d}{F_a}$ (9)
	Sección: 3.3.1	Sección: 3.4.1
Período de Esquina (TL)	No se utiliza en esta norma	$T_L = 2,4F_d$ (10)
		Sección: 3.4.1
Período de Vibración (T)	$T = C_t * h_n^\alpha$ (11)	$T = C_t * h_n^x$ (12)
	Ver TABLA XVI	Ver TABLA XXIV
	Sección: 6.3.3	Sección: 6.2.1.1
Coefficiente (k)	Ver TABLA XVII Sección: 6.3.5	Ver TABLA XXV Sección: 6.2.3
Valor: η	- Costa, excepto Esmeraldas: $\eta = 1,8$. - Sierra, Esmeraldas y Galápagos: $\eta = 2,48$. - Oriente: $\eta = 2,60$.	No se utiliza en esta norma, se reemplaza el coeficiente por el valor de 2,40
	Sección: 3.3.1	Sección: 3.4.1
Factor: r	Suelos: - Tipo E: $r = 1,5$. - Otros tipos de suelos: $r = 1$.	Regiones: - Costa: $r = 1,2$. - Sierra y Oriente: $r = 1$.
	Sección: 3.3.1	Sección: 3.4.1
Espectro de Respuesta Elástico de Aceleraciones (Sa)	Para $T \leq T_c$ (13) $S_a = \eta Z F_a$	Para $T_o \leq T \leq T_c$ (15) $S_a = 2,4 Z F_a$
	Para $T > T_c$ (14) $S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$	Para $T_c < T < T_L$ (16) $S_a = 2,4 Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$
		Para $T > T_L$ (17) $S_a = 2,4 Z F_a \left(\frac{T_c}{T_L} \right)^r \left(\frac{T_L}{T} \right)^2$
	Sección: 3.3.1	Sección: 3.4.1
Factor de Importancia	Ver TABLA XVIII Sección: 4.1	Revisar Anexo 4 y Ver TABLA XXVI Sección: 2.3 y 4.1
Irregularidad	Revisar Anexo 4 Sección: 5.2.3	No se utiliza en esta norma
Factor (R)	Revisar Anexo 4 Sección: 6.3.4	Revisar Anexo 4 Sección: 4.5.4
Cortante Basal de Diseño (V)	$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_p * \phi_E} * W$ (18)	$V = \frac{I_e * S_{aT}}{R} * W$ (19)
	Sección: 6.3.2	Sección: 6.2.2

Nota: En algunos parámetros, las normas no presentan fórmulas sino tablas; por ello se indica “Ver TABLA” o “Ver Anexo”, donde estos valores se detallan en el capítulo de resultados o en los anexos.

Para iniciar la ocupación del programa, se utilizan los datos recopilados en la fase I, a partir de los cuales se procede a modelar la estructura con el software ETABS 2016.

El proceso de modelado requiere disponer de toda la información arquitectónica esencial, ya que estos datos permiten reproducir con precisión la geometría del edificio dentro del programa. Entre la información necesaria se incluyen, principalmente:

- Distancia entre ejes estructurales.
- Alturas correspondientes a cada nivel o entrepisos.
- Espesor de la losa según las medidas obtenidas directamente en el sitio.
- Ubicación y dimensiones de vigas y columnas.
- Ubicación de elementos no estructurales (paredes).
- Localización de escaleras.

3) *Análisis Modal Espectral*

Este análisis dinámico representa la respuesta de una estructura frente a la acción de un sismo, considerando sus modos naturales de vibración, definidos por sus frecuencias. Posteriormente las respuestas correspondientes a los distintos modos se combinan para obtener la respuesta de la estructura [28]. Esta combinación utilizada según la propuesta NEC-SE-DS 24 sección 6.3.4 [25], establece dos opciones SRSS (raíz cuadrada de la suma de los cuadrados) o CQC (combinación cuadrática completa), para este análisis se ocupa CQC.

Las combinaciones CQC es un procedimiento que permite sumar las respuestas modales considerando la interacción entre modos con frecuencias cercanas. A diferencia de SRSS, que supone independencia total entre modos [29].

Una vez finalizado el modelado, se procedió a realizar el modelo matemático de la estructura. Este proceso incluye la incorporación de lo siguiente:

- Definición de la masa: considerando el 100% de la carga muerta del edificio según lo establecido en la NEC-SE-DS 15 sección 6.1.7 [24].
- Activación de los efectos P-Delta: calculados a partir del 1,2 de la carga muerta más el 1,6 de la carga viva según lo establecido en el capítulo 5 del ACI [26].
- Definición de los patrones de carga: se establecen a partir de los valores calculados en el cortante basal para determinar los valores de C y K.
- Creación de combinaciones de carga sísmica: estas combinaciones iniciales son indispensables para verificar el cumplimiento del chequeo del cortante estático y el dinámico.

- Creación de casos de carga necesarios para el análisis modal: se establece para cada sentido en el cual se determina el método de combinación utilizado en este análisis el método CQC explicado anteriormente.
- Incorporación de las inercias agrietadas: en los elementos estructurales se asignan valores de 0,5 para vigas, 0,8 para columnas y 0,6 para muros especificados en la sección 6.1.6 de la NEC-SE-DS 15 [24].

Asimismo, se aplicaron las restricciones de apoyo en la base, y se asignaron los diafragmas en cada nivel del edificio. Posteriormente, se incorporó el espectro reducido de la NEC-SE-DS 15 y la propuesta NEC-SE-DS 24 para verificar que el modelo cumpla con lo establecido en la normativa.

Finalmente, se debe considerar que losas y gradas no forma parte del sistema rígido, solo actúa como diafragma para transferir cargas y aportar masa. Por eso se reduce su rigidez a 1% para que no altere la respuesta sísmica global y la rigidez provenga solo de los elementos diseñados para resistir acciones laterales, para evitar que aporten rigideces no deseadas que alteren el comportamiento real de la estructura y así garantizar un análisis más confiable.

Para este análisis, se tomaron en cuenta cinco chequeos importantes para asegurarse que la estructura cumpla con los requisitos de la NEC-SE-DS 15 y propuesta NEC-SE-DS 24 (ver TABLA IV). Es importante mencionar que los datos necesarios en estos chequeos fueron proporcionados por el software.

TABLA IV
CHEQUEOS NEC-SE-DS 15 [24] y NEC-SE-DS 24 [25]

CHEQUEOS		
	NEC-SE-DS 15	PROPUESTA NEC-SE-DS 24
Período Modal	$PM \leq 1,3T_e$ (20)	Ver TABLA XXXVIII
	Sección: 6.3.3	Sección: 6.2.1.3
Cortante	$1 \geq 85\% \text{ ó } 80\% * \frac{VE}{VD}$ (21)	$VD = VE$ (22)
	Sección: 6.2.2	Sección: 6.3.5.2
Modos de Vibrar	Los dos primeros modos deben presentar vibración traslacional, mientras que el tercer modo debe tener vibración traslacional - rotacional. Según Chopra[30]	
Participación de la masa	El último modo de vibrar de la estructura debe tener al menos el 90% de la masa total.	
	Sección: 6.2.2	Sección: 6.3.2
Derivas	$\Delta_M = 0,75R\Delta_E$ (23)	$\Delta_M = \Delta_E * \frac{C_d}{I_e}$ (24)
	Sección: 6.3.9	Sección: 6.3.3
	Ver TABLA XXXIII Sección: 4.2.2	Ver TABLA XLI Sección: 4.4

Nota: En algunos parámetros, las normas no presentan fórmulas sino tablas; por ello se indica “Ver TABLA” donde estos valores se detallan en el capítulo de resultados.

4) Diseño

Una vez completados los chequeos, se procede a determinar el acero requerido en las vigas considerando las demandas estructurales calculadas por el software. Con base en estas exigencias, se ajusta y asigna el refuerzo necesario para asegurar que cada elemento cumpla adecuadamente.

Para llevar a cabo esta verificación, es indispensable retirar las inercias fisuradas e incorporar las combinaciones de carga establecida por la normativa NEC-SE-DS 15 [24]. Esto permite obtener un análisis más preciso del comportamiento real de la estructura bajo diferentes condiciones de esfuerzo. (Ver TABLA V)

TABLA V
COMBINACIONES DE CARGA [27]

1) 0,9 D-CSX
2) 0,9 D-CSY
3) 0,9D+AMEYC
4) 0,9D+AMEXC
5) 0,9 D+CSX
6) 0,9D+CSY
7) 1,2D+1,6L
8) 1,2D+L-CSX
9) 1,2D+L-CSY
10) 1,2D+L+AMEXC
11) 1,2D+L+AMEYC
12) 1,2D+L+CSX
13) 1,2D+L+CSY
14) 1,4D

Posteriormente, se integra el acero de refuerzo en las vigas conforme a los resultados obtenidos en el diseño, igualmente se añade el acero en los muros.

5) Análisis Pushover

Es un procedimiento utilizado para estimar como responderá una estructura frente a un sismo. A diferencia de los métodos lineales, este enfoque considera el comportamiento no lineal de los materiales, permitiendo proceder con mayor precisión el rendimiento estructural cuando las cargas sísmicas superan el rango elástico. Este análisis consiste en aplicar fuerzas laterales crecientes a un modelo estructural hasta alcanzar la falla o colapso, observando cómo se deforman los elementos.

Para llevar a cabo este análisis, se construye un modelo que refleja el comportamiento no lineal de la edificación, incluyendo puntos de articulación plástica en elementos como vigas y

columnas, donde se concentran las deformaciones permanentes. Al aplicar las fuerzas laterales, se registra como se desplaza la estructura, generando una gráfica conocida como curva pushover, la cual muestra la relación entre la carga aplicada y el desplazamiento en un punto específico de control.

Para obtener resultados en este análisis, es necesario tener en cuenta lo siguiente:

- Definir los casos de carga: gravedad y pushover

Al crear el caso de carga de gravedad se determina la estructura en estado real de servicio con peso propio y sus respectivas cargas verticales, lo que establece los esfuerzos iniciales y los efectos que modificar su rigidez especialmente donde se forman fallas. De igual forma se agregan los casos de carga pushover en cada sentido (ANL X y ANL Y) estos casos ayudan a aplicar el empuje lateral simulando un sismo para la obtención de la curva de capacidad.

- Asignar rótulas plásticas correspondientes a vigas y columnas

Una rótula plástica es la zona específica dentro de un elemento estructural donde las deformaciones exceden el comportamiento elástico, dando lugar a una concentración de rotación inelástica. En esta parte, el elemento pierde rigidez y comienza a desarrollar curvaturas y desplazamientos permanentes. A las vigas y columnas se le asignan rótulas plásticas en sus extremos según lo establecido por FEMA-440 [31], ya que permite modelar el comportamiento no lineal de estos elementos, señalar los puntos donde se inicia la inelasticidad y como está progresando a medida que aumenta la demanda estructural. De esta manera, constituyen una herramienta fundamental para comprender la redistribución de esfuerzos, predecir mecanismos de falla y evaluar la ductilidad y capacidad de disipación de energía en estructuras sometidas a cargas extremas [32].

Para este análisis se considera la curva de Mander para modelar el comportamiento no lineal de las columnas de concreto reforzado bajo cargas sísmicas. Esta curva muestra la relación entre el momento flector y la curvatura de una sección de la columna, considerando una interacción del concreto y el acero de refuerzo.

Toma en cuenta la deformación plástica del concreto bajo compresión, el comportamiento del acero en tensión y la degradación de ambos materiales a medida que la deformación aumenta. La curva de Mander se emplea en análisis dinámicos no lineales para evaluar la capacidad sísmica de una estructura, permitiendo predecir como responderán las columnas en situaciones extremas.

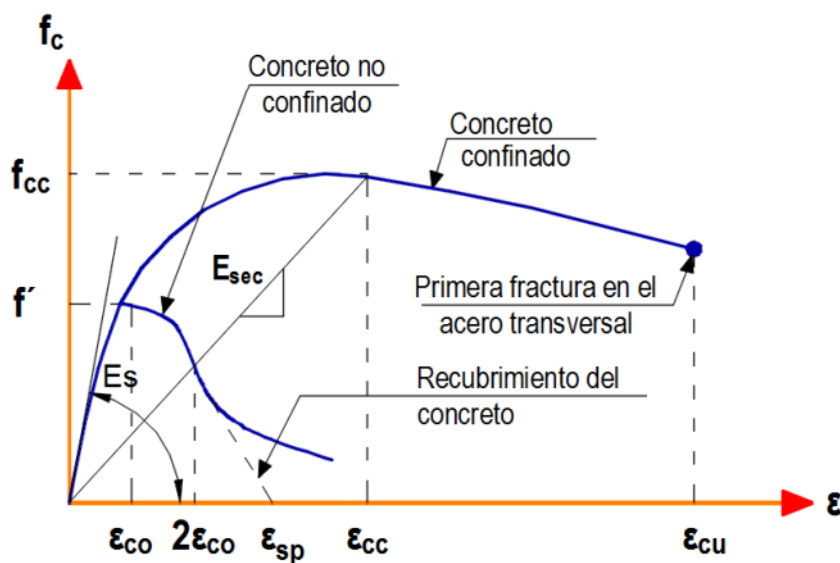


Fig. 5. Curva Esfuerzo-Deformación de Mander 1988 [32].

La Fig. 5 compara cómo se comporta el concreto cuando se comprime, diferenciando entre un concreto sin confinamiento y uno confinado mediante estribos.

El concreto no confinado alcanza su resistencia máxima relativamente pronto y, después de ese punto, pierde capacidad rápidamente, mostrando un comportamiento frágil.

En cambio, el concreto confinado desarrolla una mayor resistencia y puede deformarse mucha más antes de fallar. Esto se debe a que el refuerzo transversal presiona lateralmente al concreto a medida que este se deforma, retrasando su deterioro y permitiendo que la curva esfuerzo-deformación sea más amplia y con un descenso más gradual.

6) Análisis Tiempo-Historia

Para este análisis se deben realizar tanto el análisis lineal como el no lineal. En primera instancia, se seleccionan tres registros sísmicos correspondientes al terremoto de Pedernales, obtenidos del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. Para el análisis se consideran únicamente dos componentes horizontales por registro según lo establecido en la NEC-SE-DS 15 sección 6.2.2 [24]. Para este análisis se ocupan las siguientes componentes: dirección N (Norte-Sur) y dirección E (Este-Oeste). Estos acelerogramas fueron incorporados al programa con el propósito de estimar el posible nivel de daño que la edificación podría presentar ante un evento similar.

La selección de los acelerogramas requiere un proceso previo de depuración de la señal. Este procedimiento incluye la limpieza y el filtrado de los registros para eliminar ruidos no deseados y garantizar la calidad de los datos. Posteriormente, se verifica que cada acelerograma sea compatible con los espectros obtenidos de la norma NEC-SE-DS 15 y la propuesta NEC-SE-DS 24.

La compatibilidad implica que el espectro de respuesta del registro presente coherencia o se ajuste con el espectro elástico de diseño de la estructura, lo que permite obtener resultados más confiables y representativos del comportamiento sísmico esperado. Este procedimiento se realiza mediante el software Etabs, a diferencia de solo escalar un registro (multiplicar por un factor), el ajuste (match en Etabs) puede modificar el contenido del registro para lograr que la forma del espectro también calce, de modo que las respuestas en el tiempo (derivadas, desplazamientos y fuerzas) representen el nivel de demanda sísmica del espectro de diseño [33].

a) Análisis tiempo-historia lineal

El procedimiento continuó con el análisis lineal, cuyo objetivo es identificar cuál de los registros sísmicos representa la condición más desfavorable para la estructura. Para ello se selecciona el método histórico para el análisis, además se definen los casos de carga lineales asociados a cada acelerograma y se revisan que los factores aplicados a las componentes estén adecuadamente equilibrados. La selección del acelerograma crítico se realiza evaluando el parámetro de interés según la NEC-SE-DS 15 [24], que en este estudio corresponde a las derivadas. De esta manera, se compararon las derivadas obtenidas para cada registro y se eligió aquel que presentó los valores máximos. Para este análisis se debe considerar lo siguiente al momento de definir el amortiguamiento del 5% al crear los casos lineales:

Se debe establecer dos períodos de vibración por cada sentido de la estructura, estos períodos se seleccionan a partir del análisis modal y se toman en cuenta únicamente los dos primeros períodos donde se presenta los valores más altos, este proceso se realizó en cada sentido (U_x y U_y).

b) Análisis tiempo-historia no lineal

A partir de este acelerograma crítico se da inicio al último procedimiento: el análisis no lineal. Para ello, es necesario modificar los casos de carga y configurarlo en tiempo historia no lineal. Con los resultados obtenidos, se generan las gráficas que permiten visualizar la formación y evolución de las rótulas plásticas en los distintos elementos estructurales del edificio.

La histéresis permite representar de manera más realista el comportamiento inelástico, el daño acumulado y la capacidad de disipación de energía de la estructura durante un sismo.

En relación con el modelo histerético utilizado, el modelo Takeda es uno de los más comunes debido a su facilidad de aplicación en los programas, que permite realizar análisis no lineales. Este modelo emplea una curva trilineal como trayectoria principal (ver Fig. 6) con la cual se consideran los efectos propios del agrietamiento del concreto reforzado y la deformación del

acero de refuerzo, facilitando la representación de la degradación de rigidez y el comportamiento del hormigón [34].

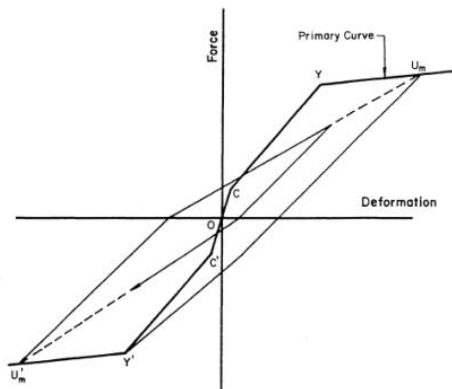


Fig. 6. Método Takeda [34].

Este modelo caracteriza la relación fuerza-deformación en elementos estructurales, en particular en concreto armado, cuando se someten a acciones cíclicas como las del movimiento sísmico.

La curva primaria muestra la respuesta del elemento bajo una carga aplicada de manera creciente, hasta llegar a una deformación máxima. Al comenzar la descarga, la pendiente disminuye, lo que refleja la pérdida de rigidez generada por el daño acumulado. Al pasar por el eje de fuerza, la trayectoria se angosta hacia el origen, fenómeno denominado pinching, asociado al cierre o reapertura de las grietas y pérdida de adherencia en el hormigón [34].

Cuando la carga cambia de dirección y se inicia la recarga en sentido inverso, la trayectoria no coincide con la original, en su lugar, se aproxima a un punto influenciado por la deformación máxima alcanzada previamente, evidenciando un efecto de memoria del daño. Esto produce la forma típica del lazo histerético del modelo de Takeda, permitiendo representar de forma más precisa la respuesta cíclica de elementos de concreto armado en análisis sísmicos.

Fue crucial verificar los resultados obtenidos para asegurar su precisión y validez, realizando los ajustes necesarios. Finalmente, se evaluaron los resultados finales del proyecto, asegurando el cumplimiento de los estándares de calidad y seguridad.

C. FASE III

Finalmente se analizaron los resultados de los modelos para determinar la respuesta de la estructura, utilizando los datos obtenidos conforme a los criterios de diseño sísmico y normativa de la propuesta NEC 24. Se estableció si la estructura cumple con los estándares de seguridad requeridos. Esta fase se desarrolló a partir de una investigación explicativa, ya que se determinó

la funcionalidad de la estructura en base a la norma del Ecuador. Para ello, se revisaron y verificaron cuidadosamente las especificaciones proporcionadas, comparándolas con los datos y valores generados en el software utilizado.

1) Espectro De Diseño

Una vez obtenidos los espectros de diseño correspondientes a la norma vigente NEC-SE-DS 15 y la propuesta NEC-SE-DS 24, se procede a realizar una comparación detallada entre ambos. Este análisis permite identificar las variaciones introducidas en la propuesta, resaltando los parámetros que han sido modificados, aquellos que se incorporan por primera vez y los que dejan de considerarse en relación con la norma vigente.

Además, se describen e interpretan los gráficos de los espectros obtenidos para cada normativa, explicando su forma, los valores característicos y las implicaciones que estas diferencias tienen en el diseño sísmico. Esta comparación es fundamental para comprender cómo los cambios normativos pueden influir en la demanda sísmica de las estructuras y, por ende, en los criterios de diseño y seguridad estructural.

2) Límites De Desempeño

Al obtener la gráfica de la curva de demanda generada en el programa, la cual representa la relación entre aceleración-desplazamiento, se trabaja con FEMA. Para realizar una comparación con los espectros elásticos, que representa la relación entre aceleración-período, es necesario transformar el espectro elástico de la NEC-SE-DS 15 y el propuesto de la NEC-SE-DS 24 al formato utilizado por FEMA. Para ello, se debe emplear la siguiente fórmula que permite determinar el desplazamiento [31].

$$S_d = \frac{T_{eff}^2}{4\pi^2} * S_a \quad (25)$$

Donde:

S_d desplazamiento del espectro.

T_{eff} período del espectro.

S_a aceleración del espectro.

Una vez que se transformen las unidades del espectro, se realiza una comparación de los resultados del análisis pushover en cada sentido entre las dos normas. Teniendo en cuenta que para eso es necesario determinar los límites de desempeño.

A continuación, se describen los principales niveles de desempeño estructural, junto con el estado de daño asociado y una explicación general del tipo de afectaciones esperadas en cada uno:

- Nivel Operacional (O)

En este estado, el daño tanto estructural como no estructural es prácticamente inexistente. El edificio mantiene plenamente operativos sus sistemas de evacuación, instalación y demás servicios, por lo que puede seguir funcionando con normalidad [35].

- Ocupación Inmediata (IO)

Corresponde a un nivel de afectación leve. Los elementos estructurales apenas presentan deterioro y los elementos arquitectónicos pueden mostrar daños menores. Aunque algunos equipos o sistemas podrían quedar temporalmente fuera de servicio, en general se pueden utilizar sin inconvenientes. Las rutas de evacuación y los sistemas de seguridad permanecen operativos [35].

- Seguridad de Vida (LS)

En este nivel, el daño es moderado, pero aun reparable. La estructura experimenta una pérdida parcial de rigidez y capacidad para resistir cargas laterales. En ciertos casos puede ser necesario desalojar el edificio temporalmente para ejecutar trabajos de reparación. Los sistemas arquitectónicos, eléctricos y mecánicos pueden mostrar fallas o daños apreciables; sin embargo, el riesgo para la vida de los ocupantes se considera controlado [35].

- Prevención de Colapso (CP)

Este corresponde al estado de daño severo. Los elementos estructurales muestran deterioros significativos y algunos componentes verticales pueden quedar al borde del colapso. También pueden producirse fallas importantes en elementos secundarios y acabados, lo que genera riesgos de desprendimiento. En situaciones extremas, el edificio podría requerir demolición debido al grado de afectación alcanzado [35].

A partir de la limitación de estos niveles se generan cinco tramos los cuales se les puede estimar en la Fig. 7.

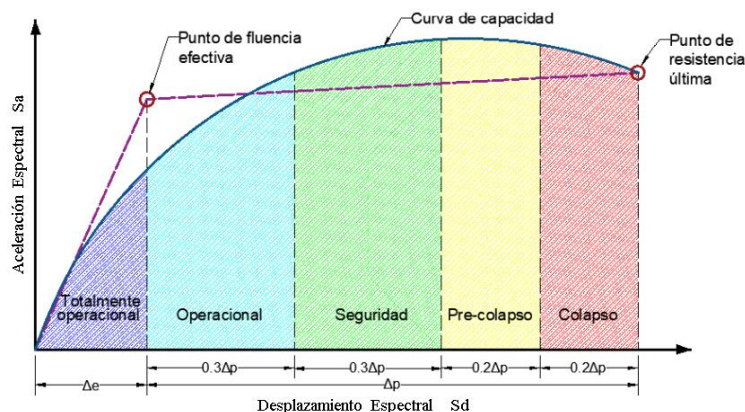


Fig. 7. Límites de desempeño [36].

Con la gráfica anterior se describen los siguientes tramos del comportamiento estructural establecidos en función del desplazamiento y la aceleración espectral:

- Totalmente operacional: no existe daño, y la estructura se comporta en un rango elástico.
- Operacional: daño leve, se presentan fisuras pequeñas pero la estructura sigue trabajando de manera correcta.
- Seguridad: el daño es notorio haciendo que la edificación no este operable, ya que la estructura entra en el rango inelástico formando rótulas plásticas, perdiendo rigidez.
- Pre-colapso: es el tramo cercano a la falla en donde la estructura presenta daños severos y la resistencia se deteriora bastante considerándola muy difícil de reparar.
- Colapso: se presenta la pérdida de estabilidad debido a que se supera la capacidad de la estructura generando el colapso total o parcial [36].

3) Hinges-Rótulas Plásticas

A partir de los resultados del análisis se pudo establecer el comportamiento de las rótulas plásticas de toda la estructura, según los cuales se realiza una comparación en cada sentido entre las dos normas para establecer la variación del comportamiento.

Para cada grado de libertad asociado a fuerzas o momentos, se define una curva que relaciona fuerza con desplazamiento (o momento con rotación). Esta curva establece el punto de fluencia y la deformación plástica que ocurre después de dicho punto. La curva se compone de cinco puntos característicos: A, B, C, D, E, como se muestra (ver Fig. 8).

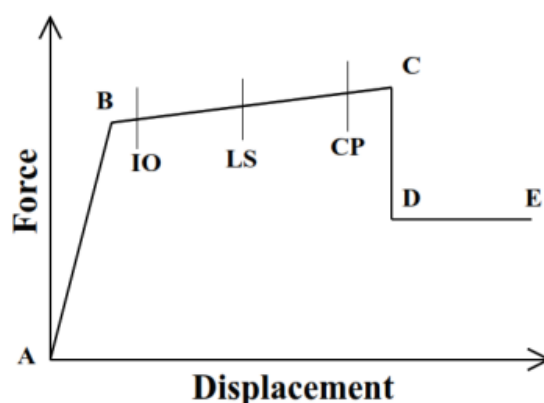


Fig. 8. Curva de deformación plástica [33].

La descripción detallada de estos puntos es la siguiente:

- El punto A corresponde siempre al origen.
- El punto B indica el inicio de la fluencia. Antes de llegar a B, la rótula no presenta deformación, independientemente del valor asignado a ese punto.

- El punto C representa la capacidad máxima.
- El punto D representa la resistencia residual.
- El punto E indica el colapso total. Después de E, la rótula descarga hasta el punto F (no representado), ubicado justo debajo de E sobre el eje horizontal. Si no se desea que la rótula llegue a este estado, debe asignarse un valor de deformación muy alto para E [33].

Con los puntos descritos anteriormente se establecen cuatro tramos, descritos de la siguiente forma:

- AB: Corresponde a la fase de respuesta elástica. Antes del punto B, toda la deformación es lineal y ocurre en el elemento del marco, no en la rótula [37].
- BC: Representa la etapa de comportamiento plástico, donde la resistencia aumenta aproximadamente un 10% y la rigidez disminuye notablemente [37]. Una vez superado B, la deformación plástica se asigna a la rótula, mientras que el elemento puede seguir deformándose elásticamente, se incluye deformaciones específicas en los estados IO (ocupación inmediata), LS (seguridad de vida) y CP (prevención de colapso).
- CD: Indica la reducción de la resistencia una vez superado el estado de prevención del colapso.
- DE: Corresponde a la resistencia residual o remanente.

CAPÍTULO III.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

I. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

A. FASE I

En relación con el primer objetivo, este se cumplió mediante la realización de los tres ensayos establecidos, los cuales se llevaron a cabo de acuerdo con las normas técnicas que rigen a cada uno de ellos.

1) Ensayo con Esclerómetro

Se evaluaron dos columnas, una viga, la losa y grada de cada piso de la estructura, lo que permitió analizar un total de 25 elementos ensayados. Estos valores se visualizan de forma más detallada en el Anexo 1. Con base en los resultados obtenidos, se calculó un promedio para cada elemento estructural. (Ver TABLA VI).

TABLA VI
RESUMEN ENSAYO CON ESCLERÓMETRO

Elemento	Promedio de Golpes Valor “R”	Kg/cm ²
Columna	35,50	285
Viga	39,20	283
Losa	39,00	280
Grada	34,60	272

Se observa una clara relación entre el promedio de golpes obtenidos en el ensayo con esclerómetro y la relación a la compresión del concreto, medida en kilogramos sobre centímetros al cuadrado. En general, un mayor promedio de golpes tiende a correlacionarse con una mayor resistencia a la compresión. Por ejemplo, la columna, que presentó un promedio de golpes con un valor de 35,50 mostró la mayor resistencia, alcanzando los 285 kg/cm². En contraste, la grada, con un promedio de golpes de 34,60, registró la menor resistencia, con un valor de 272 kg/cm². Por lo cual, a partir de los resultados se pudo determinar que la resistencia del hormigón en toda la estructura este alrededor de los 280 kg/cm².

Aunque el promedio de golpes es un buen indicador de la resistencia del concreto, es importante señalar que otros factores también pueden influir en los resultados, como la calidad del material, la adecuada compactación y la distribución homogénea de la mezcla. Estos aspectos pueden alterar la correlación directa entre los golpes y la resistencia, lo que subraya la importancia de considerar un enfoque integral al evaluar la calidad del concreto.

2) *Ensayo de Penetración Estándar*

En cuanto al ensayo de Penetración Estándar (SPT), este se llevó a cabo siguiendo de manera rigurosa las indicaciones establecidas por la norma correspondiente. El ensayo se ejecutó en un único punto, seleccionado estratégicamente para estar lo más cerca posible de la edificación en estudio, este ensayo se lo detalla en el Anexo 3. La ubicación elegida para la realización del SPT fue el parterre de la Avenida González Suárez, como se ilustra en la Fig. 9.



Fig. 9. Ensayo SPT.

Durante la ejecución del ensayo SPT, se alcanzó una profundidad máxima de 4 m. La interrupción del avance se debió a la negativa de penetración del muestreador, evidenciada por el incremento significativo de la resistencia del estrato, lo cual imposibilitó la continuación de la perforación. El procedimiento del ensayo consistió en registrar y contar el número de golpes necesarios para penetrar cada intervalo de 50 centímetros, lo cual permitió obtener una serie de datos sobre la resistencia del suelo en diferentes profundidades.

Los datos recopilados fueron organizados en una tabla (ver Fig. 10), lo que facilitó el análisis detallado tanto de la cantidad de golpes necesarios para cada intervalo como de las características del suelo extraído en cada muestra tomada durante el trabajo de campo. Esta información proporciona una visión más clara de la variabilidad del terreno a lo largo de la profundidad perforada.

A partir de los resultados obtenidos, se procedió a clasificar los suelos según el sistema de clasificación unificado de suelo (SUCS). En este análisis, se determinó que los suelos recolectados corresponden principalmente a la categoría SM, lo que indica que se trata de arenas limosas de densidad media. Este tipo de suelo predomina en las primeras capas del terreno, desde la superficie hasta una profundidad de 1,50 metros. Sin embargo, a partir de esta

profundidad y hasta los 4 metros, se observó una transición en las características del suelo, manteniéndose dentro de la categoría SM, pero con una densidad que varía de media a densa, como se ilustra en la Fig. 10.

LABORATORIO DE SUELOS
ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (S.P.T)

PROYECTO: Tesis del Sr. Steven Balladares SECTOR: Av. Gonzales Suárez y Unidad Nacional P1. CONSTRUYE: Inf. SOLICITA: Sr. Steven Balladares UBICACION: P1 Coordenadas 764,496,50 E; 9,863,560,60 N Fecha: 14-octubre – 2024												
PROFUNDIDAD (m)		Penetración		N	N60 Correg. Martillo Safety	Descripción	Clasificación	Coefficiente de	Angulo fricción	Cohesion	Capacidad última	Capacidad admisible
De	A	Cm	Golpes	Golpes	Golpes	Muestra	SUCS	balasto Kg/cm ³	interna ϕ	Cu (kg/cm ²)	KN/m ²	KN/m ²
-0,5	-1,0	15	10	16	15	Arena limosa medio densa color café claro	SM	1,5	28,5	0,0	157,4	52,5
		15	8									
		15	8									
-1,0	-1,5	15	6	16	15	Arena limosa medio densa color café claro	SM	1,5	28,5	0,0	267,8	89,3
		15	7									
		15	9									
-1,5	-2,0	15	10	25	24	Arena limosa densa color café claro	SM	1,9	32,4	0,0	658,5	219,5
		15	13									
		15	12									
-2,0	-2,5	15	9	21	20	Arena limosa densa color café claro	SM	1,7	30,7	0,0	698,5	232,8
		15	10									
		15	11									
-2,5	-3,0	15	10	22	21	Arena limosa densa color café claro	SM	1,8	31,2	0,0	935,7	311,9
		15	10									
		15	12									
-3,0	-3,5	15	11	49	47	Arena limosa densa color gris	SM	3,1	40,2	0,0	4253,7	1417,9
		15	14									
		15	35									
-3,5	-4,0	15	50	100	95	Arena limosa muy densa color gris	SM	5,5	40,0	0,0	5714,1	1904,7
		15	50									
		15	50									

Fig. 10. Resultados SPT.

Finalmente, al aplicar la ecuación (1) y realizar los cálculos pertinentes utilizando los valores obtenidos durante el ensayo, se determinó que la capacidad admisible del suelo ensayado es de $2,20 \text{ kg/cm}^2$. Este valor resulta ser un parámetro clave para evaluar la capacidad de carga del terreno, proporcionando una indicación precisa de la habilidad del suelo para soportar las cargas estructurales.

En cuanto al número promedio de golpes registrado durante el ensayo, su valor se ubica dentro del rango de 15 a 50, por lo cual según lo establecido en la NEC-SE-DS sección 10.5.2 [24], para determinar el perfil de sitio, se clasifica como suelo tipo D, sustentado en los resultados del ensayo de penetración estándar ($N_{60}=24$ a 2m y rechazo a 4m). Dado que no se dispone de una caracterización completa del perfil hasta 30m se adopta de forma conservadora el perfil de suelo tipo D considerando lo que establece el IBC sección 1613.2.2 [38].

Los suelos de tipo D corresponden a aquellos que presentan una resistencia media a la penetración, lo que implica una capacidad intermedia de soporte para las estructuras que se construyan sobre él.

Por otro lado, según las evaluaciones establecidas por la NEC-SE-DS 15, el territorio nacional se encuentra dividido en seis zonas sísmicas, las cuales se determinan en función de

la aceleración máxima esperada en roca para el sismo de diseño (Z). De acuerdo con esta clasificación, el lugar en el cual se ubica la edificación corresponde a la zona sísmica V, que se caracteriza por una alta actividad sísmica. En esta zona, se aplica un factor sísmico de 0,4, tal como se especifica en el mapa de zonificación sísmica (ver Fig. 11).

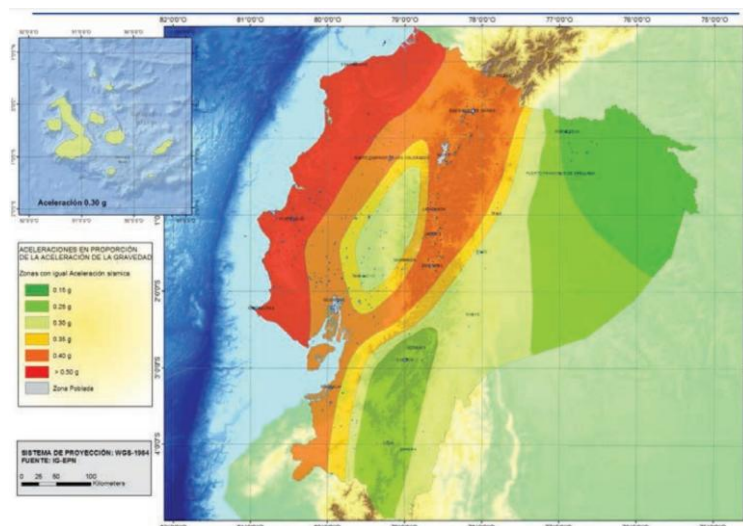


Fig. 11. Zonas Sísmicas NEC-SE-DS 15 [24].

Este factor es esencial para calcular las cargas sísmicas que la estructura deberá soportar, lo cual es fundamental para el diseño seguro y adecuado de la edificación en función de las condiciones sísmicas locales. (ver TABLA VII).

TABLA VII
VALORES DEL FACTOR Z [24]

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

3) Ensayo Scanner

Al realizar el ensayo con scanner en la estructura, se tuvo en consideración que la estructura no posee planos por lo cual para determinar las secciones reales se realizó una medición en obra, de la cual se obtuvo información detallada sobre las dimensiones y la configuración interna de la columna y viga analiza. Se considero que las secciones de ambos elementos presentan las mismas dimensiones en toda la estructura; por ello, los resultados obtenidos son equivalentes para todos los elementos de vigas y columnas. Según los resultados arrojados por el escaneo (Anexo 2), la columna tiene unas dimensiones de 40cm x 40cm. En cuanto a la distribución de las varillas de refuerzo, se determinó que la columna está construida con un total de cuatro varillas en cada uno de sus lados. De estas, las varillas ubicadas en las esquinas tienen

un diámetro de 20 mm, mientras que las varillas interiores tienen un diámetro de 18mm. Esta configuración de refuerzo se detalla con más precisión en la Fig. 12.

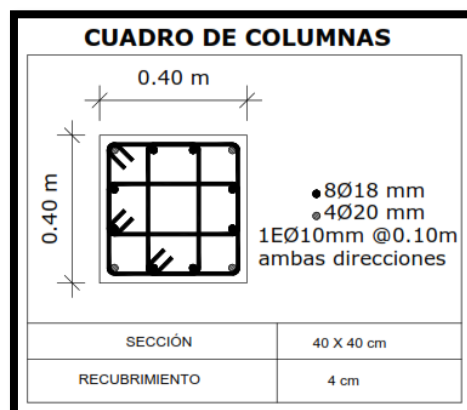


Fig. 12. Diseño de Columna.

El acero presente en cada una de las columnas es de $32,928\text{cm}^2$, y la cuantía según la ecuación (2) es del 2,058% por lo cual cumple con lo establecido en la NEC-SE-HM sección 4.3.3 [39].

En lo que respecta a las vigas de la edificación, estas están construidas con secciones de 25 cm x 25 cm, lo que proporciona una estructura un poco débil capaz de no soportar las cargas aplicadas. En cuanto al armado, las vigas están conformadas con seis varillas entre 20 y 18 mm de diámetro, distribuidas de la siguiente manera: tres varillas en la parte superior de 18 mm y tres varillas en la parte inferior de 16 mm, lo que asegura una distribución equilibrada de las fuerzas.

La disposición exacta de estas varillas, así como su distribución en la sección transversal de la viga, se detalla en la Fig. 13, que ilustra la configuración de refuerzo utilizada en el diseño de las vigas.

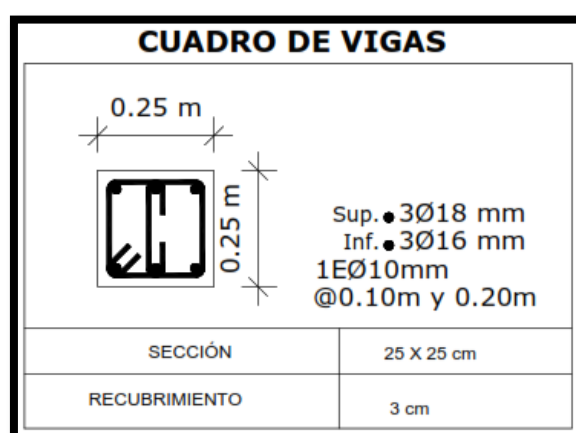


Fig. 13. Diseño de Viga.

B. FASE II

Para llevar a cabo esta fase, se ejecutaron de manera adecuada los distintos análisis estructurales correspondientes a la edificación evaluada. Para ellos se empleó el software ETABS, herramienta que permitió modelar la estructura con precisión y facilitar la obtención de los datos necesarios para la interpretación de su comportamiento. Gracias a sus capacidades de procesamiento y visualización, fue posible generar resultados detallados, así como gráficos representativos que respaldan el análisis realizado. A continuación, se presentan los principales resultados obtenidos en esta etapa.

1) Cuantificación de Cargas

En primera instancia, se llevó a cabo el cálculo detallado de cada una de las cargas que actúan sobre la estructura, considerando las características de los materiales empleados y las dimensiones de la mampostería, que actúan sobre losas y vigas. Este procedimiento permitió establecer de manera precisa los valores de las cargas actuantes, garantizando que el modelo estructural represente adecuadamente las condiciones reales de la edificación, según lo establecido en NEC-SE-CG [27].

a) Carga Viva

Se definen en función del uso y la ocupación de cada nivel de la edificación. En cumplimiento de este criterio, para la estructura analizada se asignaron los siguientes valores: para el piso de mezzanine se consideró una carga viva de 480 kg/m^2 , atendiendo a las mayores exigencias funcionales de este nivel ya que se usa de almacén; para los pisos restantes se asignó una carga de 200 kg/m^2 , correspondiente a áreas destinadas a usos de menor demanda como lo son residencias familiares. Finalmente, en la cubierta se aplicó nuevamente una carga viva de 480 kg/m^2 , conforme a lo estipulado por la normativa para cubiertas utilizadas para reuniones. La justificación detallada y la selección de estos valores se presenta en la TABLA VIII.

TABLA VIII
CARGA VIVA SEGÚN OCUPACIÓN DE LA EDIFICACIÓN [27]

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)
Almacenes	
Venta al por menor primer piso	4,80
Residencias	
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2,00
Hoteles y residencias multifamiliares Habitaciones	2,00
Cubiertas	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4,80

b) Carga Muerta

La carga muerta considerada para cada uno de los tableros de la losa fue de 180 kg/m^2 , valor aplicado de manera uniforme en todos los pisos de la edificación. Esta carga corresponde al peso propio de los elementos permanentes que conforman la estructura, los acabados y revestimientos. Para su determinación se tomó en cuenta el espesor de la losa, que es de 25cm, así como las características de los materiales utilizados, asegurando así una estimación precisa del peso estructural permanente.

c) Carga Pared

Para obtener la carga asociada a la mampostería que descansan sobre las vigas, inicialmente se calculó el peso propio de estos muros. Dicho calculo se realizó para cada nivel de la edificación utilizando la ecuación (3), considerando las dimensiones y tipo de paredes presentes en cada piso. A continuación, se detalla el procedimiento empleado:

• Segundo Piso

En este nivel se identificaron tres tipos de mampostería. Para el cálculo de su peso se consideró una altura de entre pisos de 2,5 m y un espesor de losa de 0,25 m, por lo que la altura libre fue de 2,25 m, y los valores obtenidos para cada tipo de pared se presentan en la siguiente tabla. (Ver TABLA IX).

TABLA IX
PESO PAREDES SEGUNDO PISO

Pared	Peso Material (kg/m^3)	Altura (m)	Ancho Pared(m)	Long. Pared (m)	P. Pared (kg)
Completa	1900,000	2,250	0,200	1,000	855
Incompleta	1900,000	0,900	0,200	1,000	342
Con Vidrio	1900,000	0,900	0,200	1,000	363
	2600,000	1,350	0,006	1,000	

• Tercer, Cuarto y Quinto Piso

De manera similar al segundo piso, en estos niveles también se analizaron tres tipos de paredes. En este caso, la altura de entre piso es de 2,70 m, con una losa de 0,25 m de espesor, obteniendo así una altura libre de 2,45 m para las paredes. (Ver TABLA X).

TABLA X
PESO PAREDES TERCER Y CUARTO PISO

Pared	Peso Material (kg/m^3)	Altura (m)	Ancho Pared(m)	Long. Pared (m)	P. Pared (kg)
Completa	1900,000	2,450	0,200	1,000	931
Volado	1900,000	2,450	0,200	0,600	559
Con Vidrio	1900,000	0,900	0,200	1,000	366
	2600,000	1,550	0,006	1,000	

• Terraza

En la terraza se identificaron dos tipos de paredes, cuya altura máxima es de 90cm. Estos muros presentan características particulares debido a su función y ubicación, por lo que sus cargas fueron calculadas de manera independiente. (Ver TABLA XI).

TABLA XI
PESO PAREDES QUINTO PISO

Pared	Peso Ladrillo (kg/m ³)	Altura (m)	Ancho Pared(m)	Long. Pared (m)	P. Pared (kg)
Incompleta	1900,000	0,900	0,200	1,000	342
Volado	1900,000	0,900	0,200	0,600	205

d) Carga Tableros

Para determinar el peso de las paredes ubicadas dentro de los tableros de la estructura (ver Fig. 14), se empleó la ecuación (4), la cual permite calcular la carga de estos elementos en cada uno de los pisos.

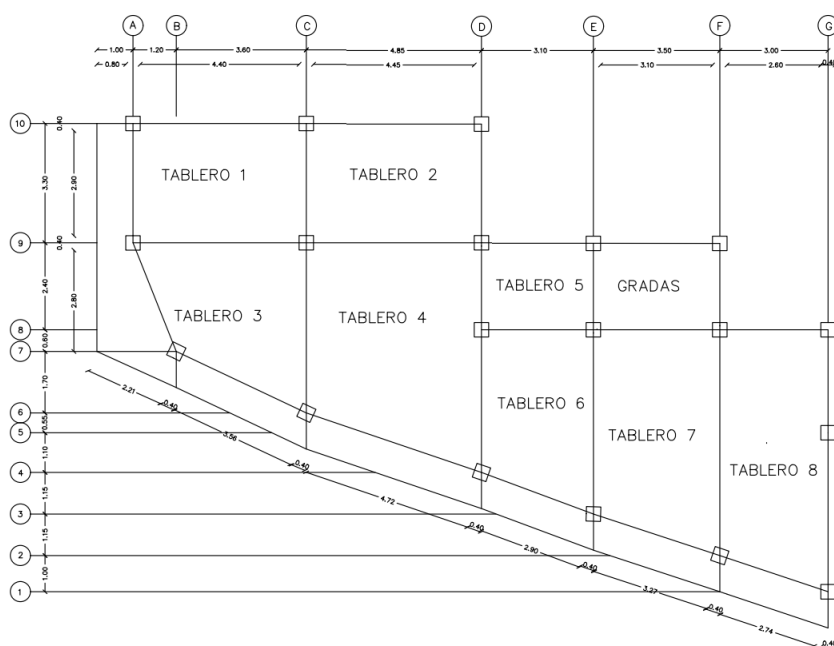


Fig. 14. Vista en planta de Tableros.

La figura anterior permite visualizar la ubicación de cada tablero presente en la edificación, teniendo en consideración que la distribución en todos los niveles es la misma.

Los valores obtenidos para cada nivel se encuentran resumidos (ver TABLA XII), donde se detallan específicamente los tableros correspondientes a los pisos 3, 4 y 5, permitiendo visualizar de forma clara la distribución de cargas asociadas a cada uno de ellos.

TABLA XII
PESO TOTAL DE CARGAS EN TABLEROS

Tablero	Peso Pared kg (P.P)	Long. Pared m (L.P)	Área Tablero m ² (A.T)	Peso Total kg/m (P.P*L.P /A.T)
5	931,00	2,30	7,44	288
6	931,00	3,00	14,03	199
7	931,00	2,60	19,86	122
8	931,00	3,40	20,25	156

2) Espectros De Respuesta Sísmico NEC-SE-DS 2015 [24]

Se determinaron los valores necesarios para la elaboración del espectro de respuesta elástico de diseño sísmico correspondiente a la zona de estudio. Estos parámetros, permiten definir con precisión la respuesta esperada de la estructura frente a un evento sísmico. A continuación, se presenta de manera detallada los valores adoptados y su respectiva fundamentación normativa.

a) Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s

Para la elaboración del espectro elástico de diseño sísmico, se emplearon los coeficientes en función del tipo del perfil del suelo y la zona sísmica donde se encuentra la edificación, detallado en la fase I. En este caso, el análisis corresponde a un suelo tipo D y a una zona sísmica V. Con base en estas condiciones, se determinaron los valores de los coeficientes de amplificación espectral que se detallan a continuación:

- F_a (Coeficiente de amplificación del suelo en zona de período corto)

Debido al perfil del suelo y la zona sísmica se toma el valor de F_a equivalente a 1,20. Este valor indica una amplificación moderada de las aceleraciones en estructuras rígidas lo cual es congruente con el comportamiento típico de suelos de rigidez media. (Ver TABLA XIII).

TABLA XIII
VALORES DEL COEFICIENTE F_a [24]

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥0.5
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,4	1,3	1,25	1,23	1,2	1,18
D	1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,12
E	1,8	1,4	1,25	1,1	1,0	0,85

- F_d (Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca)

El coeficiente F_d obtuvo un valor de 1,19. Este coeficiente es importante para edificaciones que presentan mayor flexibilidad, ya que incrementa la demanda de desplazamientos en el análisis. La selección se ajusta a lo establecido para el tipo de suelo y la zona sísmica. (Ver TABLA XIV).

TABLA XIV
VALORES DEL COEFICIENTE F_d [24]

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,5$
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06
D	1,62	1,45	1,36	1,28	1,19	1,11
E	2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5

- F_s (Comportamiento no lineal de los suelos)

Para el coeficiente F_s se determinó el valor de 1,28. Este valor indica que el terreno podría experimentar deformaciones significativas. Su magnitud es consistente con el nivel sísmico debido al perfil del suelo. (Ver TABLA XV).

TABLA XV
VALORES DEL COEFICIENTE F_s [24]

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,5$
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
D	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,40
E	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2

b) *Período Inicial (T_o)* [24]

Se determinó este valor con la aplicación de la ecuación (7). El cálculo permitió definir con precisión el inicio del comportamiento dinámico.

$$T_o = 0,1 * 1,28 * \frac{1,19}{1,2}$$

$$T_o = 0,127s$$

c) *Período límite de vibración (T_c)* [24]

Se obtuvo mediante la aplicación de la ecuación (8).

$$T_c = 0,55 * 1,28 * \frac{1,19}{1,2}$$

$$T_c = 0,700 \text{ s}$$

d) Período de vibración (T) [24]

Se determinó considerando las características estructurales de la edificación, la cual corresponde a un sistema de pórticos especiales de hormigón armado complementado con muros estructurales. (Ver TABLA XVI).

TABLA XVI
COEFICIENTE SEGÚN TIPO DE ESTRUCTURA [24]

Tipo de estructura	C _t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0,072	0,8
Con arriostramientos	0,073	0,75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0,055	0,9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0,055	0,75

Una vez definido los coeficientes según el tipo de estructura de la edificación analizada, el período de vibración se calculó mediante la ecuación (11):

$$T = 0,055 * 13,30^{0,75}$$

$$T = 0,383 \text{ s}$$

e) Coeficiente relacionado con el período de vibración (k) [24]

Con el valor del período de vibración (T) previamente calculado, fue posible establecer el valor de k, de esta manera se establece que T es menor a 0,5 por lo cual se seleccionó el valor de k igual a 1. La selección se realizó conforme a lo establecido en la NEC-SE-DS 15. (Ver TABLA XVII).

TABLA XVII
COEFICIENTE DE K [24]

Valores de T (s)	K
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

f) Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a) [24]

Una vez determinado el período de vibración (T), se verificó su relación con el período límite (T_c). Dado que T es menor que T_c, se determina que el valor S_a debe calcularse aplicando la ecuación (13).

$$S_a = 2,48 * 0,4 * 1,2$$

$$S_a = 1,190 \text{ g}$$

g) Factor de importancia (I) [24]

Según la NEC-SE-DS 15, este factor se clasifica en tres grupos, y dado que la edificación es de uso familiar pertenece a la categoría denominada: otras estructuras. Por lo cual, se asignó el valor de 1. (Ver TABLA XVIII).

TABLA XVIII
FACTOR DE IMPORTANCIA [24]

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

h) Regularidad [24]

- Regularidad en planta ($\emptyset_p$)

Existen cuatro tipos de irregularidades en planta, y este edificio cumple con la irregularidad del tipo 2, ya que existe entrantes excesivos en las esquinas de la edificación, por lo cual esta edificación tiene irregularidades en planta y se asigna el valor de 0,9. Ver Anexo 4.2.

- Regularidad en Elevación ($\emptyset_E$)

Existen tres tipos de irregularidades en elevación, y este edificio cumple con la irregularidad del tipo 1, debido a que existe variación en las alturas de los pisos, por lo cual esta edificación tiene irregularidades en elevación y se asigna el valor de 0,9. Ver Anexo 4.3.

i) Coeficiente R [24]

Se selecciona el valor de 8 para esta edificación ya que se considera como una estructura con pórticos especiales sísmos resistentes, de hormigón y con muros estructurales. (Ver TABLA XIX) teniendo en consideración que la tabla presentada a continuación es un extracto de la tabla general, la cual puede visualizarse completamente en el Anexo 4.1.

TABLA XIX
COEFICIENTE R PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES DÚCTILES [24]

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8

j) Cortante basal de diseño (V) [24]

Para el cálculo de este dato se utilizó la ecuación (18), dando el siguiente resultado.

$$V = \frac{1 * 1,190}{8 * 0,9 * 0,9} * W$$

$$V = 0,184 W$$

k) Espectro reducido (E_r) [24]

Se calculo el valor inicial del espectro a partir de la ecuación (5), estableciendo el siguiente valor:

$$E_r = \frac{1,190}{8 * 0,9 * 0,9}$$

$$E_r = 0,184 g$$

A partir del cálculo de todos los datos anteriormente desglosados, fue posible obtener la gráfica del espectro de diseño correspondiente al tipo de suelo D, conforme a lo establecido en la NEC-SE-DS 2015. Esta representación gráfica permite visualizar de manera precisa el nivel de aceleración sísmica que actúa sobre la edificación en función de su período de vibración. (Ver Fig. 15).

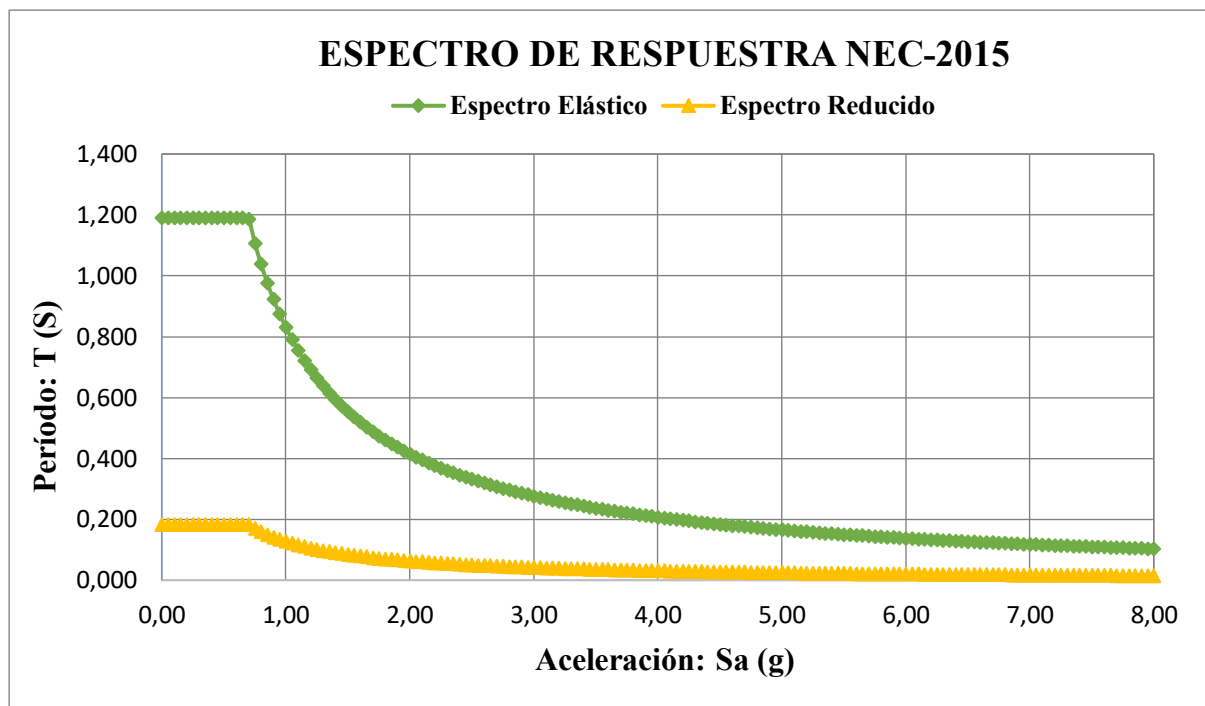


Fig. 15. Espectros de Respuesta NEC-SE-DS 2015.

3) Espectros De Respuesta Propuesta NEC-SE-DS 2024 [25]

Se identificaron los valores contemplados para construir el espectro de respuesta elástico de diseño sísmico aplicable a la zona analizada. Dichos parámetros permiten caracterizar con exactitud la respuesta prevista de la estructura ante un sismo. A continuación, se exponen detalladamente los valores seleccionados junto con su correspondiente respaldo normativo.

a) Zonificación [25]

Las evaluaciones establecidas por la propuesta NEC-SE-DS 2024 clasifica el territorio nacional en diferentes zonas sísmicas, en cinco para ser exacto, basándose en la aceleración máxima esperada en roca para el sismo de diseño (Z). De acuerdo con esta clasificación, el lugar en el cual se ubica el proyecto corresponde a la zona sísmica III, en la cual se aplica un factor sísmico de 0,38, tal como se indica en la siguiente imagen (ver Fig. 16).

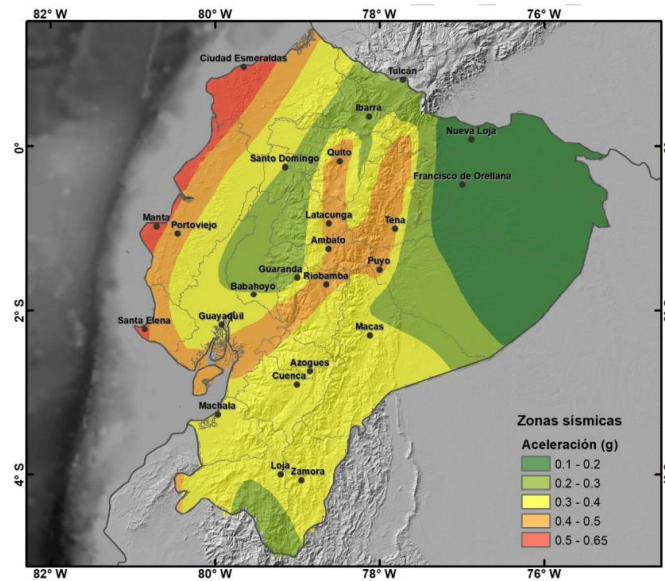


Fig. 16. Zonas Sísmicas propuesta NEC-SE-DS 2024 [25].

A partir de la Fig. 16 se establecen los distintos valores para las zonas sísmicas como se muestra en la Tabla XX.

TABLA XX
ZONAS SÍSMICAS [25]

Zona Sísmica	Coficiente Z (fracción de la gravedad)
I	$0.1 \leq Z < 0.2$
II	$0.2 \leq Z < 0.3$
III	$0.3 \leq Z < 0.4$
IV	$0.4 \leq Z < 0.5$
V	$0.5 \leq Z < 0.65$

b) Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s [25]

Para este análisis se toma los valores correspondientes al tipo de suelo D y la zona sísmica de la edificación que es III.

- F_a (Coeficiente de amplificación del suelo en zona de período corto)

Se toma el valor de F_a equivalente a 1,25 debido al perfil del suelo y la zona sísmica. (Ver TABLA XXI).

TABLA XXI
VALORES DEL COEFICIENTE F_a [25]

Tipo de Perfil de Suelo	Zona Sísmica				
	I	II	III	IV	V
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1
C	1,4	1,3	1,23	1,19	1,13
D	1,6	1,4	1,25	1,14	1
E	1,8	1,4	1,1	0,9	0,62

- F_d (Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca)

Se toma el valor de F_d equivalente a 1,28 debido al perfil del suelo y la zona sísmica. (Ver TABLA XXII).

TABLA XXII
VALORES DEL COEFICIENTE F_d [25]

Tipo de Perfil de Suelo	Zona Sísmica				
	I	II	III	IV	V
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1
C	1,36	1,28	1,15	1,08	1
D	1,62	1,45	1,28	1,15	1
E	2,1	1,75	1,65	1,52	1,36

- F_s (Comportamiento no lineal de los suelos)

Se toma el valor de F_s equivalente a 1,19 debido al perfil del subsuelo y la zona sísmica. (Ver TABLA XXIII).

TABLA XXIII
VALORES DEL COEFICIENTE F_s [25]

Tipo de Perfil de Suelo	Zona Sísmica				
	I	II	III	IV	V
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	0,85	0,94	1,06	1,17	1,28
D	1,02	1,06	1,19	1,32	1,44
E	1,5	1,6	1,8	1,94	2,09

c) Período Inicial (T_o) [25]

Para la determinación de este parámetro se ocupó la ecuación (7).

$$T_o = 0,1 * 1,19 * \frac{1,28}{1,25}$$

$$T_o = 0,122 \text{ s}$$

d) *Período de control (T_c) [25]*

Este período se obtuvo aplicando la ecuación (9).

$$T_c = 0,45 * 1,19 * \frac{1,28}{1,25}$$

$$T_c = 0,548 \text{ s}$$

e) *Período de Esquina (T_L) [25]*

La determinación de este valor se realizó empleando la ecuación (10).

$$T_L = 2,4 * 1,28$$

$$T_L = 3,072 \text{ s}$$

f) *Período de vibración (T) [25]*

Se toma en cuenta el tipo de estructura de la edificación en estudio en este caso es una estructura de pórticos con arriostramiento. (Ver TABLA XXIV).

TABLA XXIV
COEFICIENTE SEGÚN TIPO DE ESTRUCTURA [25]

Tipo de Estructura	c_t	x
Pórticos resistentes a momento de acero ^a	0,0724	0,80
Pórticos resistentes a momento de hormigón ^a	0,0466	0,90
Pórticos arriostrados excéntricamente de acero	0,0731	0,75
Pórticos con arriostramiento con pandeo restringido	0,0731	0,75
Todos los otros sistemas estructurales	0,0488	0,75

Al establecer los coeficientes según el tipo de estructura, se determina el período de vibración con la ecuación (12).

$$T = 0,073 * 13,30^{0,750}$$

$$T = 0,509 \text{ s}$$

g) *Coeficiente relacionado con el período de vibración (k) [25]*

Al haber calculado el valor del período de vibración (T), se procedió a determinar el coeficiente k . Debido a que T es mayor que 0,5 se calculó k , obteniéndose un valor de 1,005, según los criterios establecidos en la propuesta NEC-SE-DS 24. (Ver TABLA XXV).

TABLA XXV
COEFICIENTE DE K [25]

Valores de T (s)	K
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

h) Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (Sa) [25]

Una vez definido el período de vibración (T), se verificó su relación con el período de control (Tc) y el período inicial (To). Dado que el valor de T se encuentra entre los valores de To y Tc, se concluye que el valor Sa debe calcularse empleando la ecuación (15).

$$Sa = 2,40 * 0,38 * 1,25$$

$$Sa = 1,140 \text{ g}$$

i) Factor de importancia (Ie) [25]

Para la determinación de este parámetro se determina inicialmente la categoría de riesgo de la estructura, al ser una edificación de residencia familiar y tener una capacidad menor a 300 persona es de riesgo II (Ver TABLA XXVI), teniendo en cuenta que la categoría de riesgo se divide en cuatro tipos y la tabla presentada a continuación es un extracto de la tabla general, la cual puede visualizarse completamente en el Anexo 4.4.

TABLA XXVI
CATEGORÍA DE RIESGO [25]

Característica de la edificación	Ejemplos	Categoría de Riesgo
Edificaciones que representan un riesgo bajo para la vida humana en caso de falla	• Instalaciones agrícolas • Ciertas instalaciones temporales. • Instalaciones de almacenamiento menores	I
Todas las edificaciones, excepto aquellas clasificadas con categorías de riesgo I, III y IV.	• Residencias unifamiliares y bifamiliares que no clasifican dentro de NEC-SE-VIVIENDA • Edificios de oficinas, apartamentos, centros comerciales y otras estructuras con capacidad menor a 300 personas	II

Al determinar el tipo de riesgo se establece el factor de importancia para la edificación, siendo para esta edificación el valor de 1. (Ver TABLA XXVII).

TABLA XXVII
FACTOR DE IMPORTANCIA [25]

Categoría de Riesgo	Factor de Importancia Sísmica, I_e
I	1,00
II	1,00
III	1,25
IV	1,50

j) Coeficiente R [25]

Se selecciona el valor de 7 para esta edificación ya que se considera como una estructura de sistema dual con pórticos resistentes a momento y muros estructurales. (Ver TABLA XXVIII). Considerando que la tabla presentada a continuación es un extracto de la tabla general, la cual puede visualizarse completamente en el Anexo 4.5.

TABLA XXVIII
COEFICIENTE R PARA SISTEMAS DUALES [25]

Sistema Estructural Resistente a Carga Sísmica	Documentos de Referencia	R	W_0	c_d	Altura máxima permitida (m), h_n		
					Categoría de Diseño Sísmico (CDS)		
SISTEMAS DUALES CON PORTICOS RESISTENTES A MOMENTO ESPECIALES CAPACES DE RESISTIR AL MENOS EL 25% DE LA CARGA SÍSMICA					C	D	EF
Sistema dual con pórticos especiales resistentes a momento y Pórticos arriostrados excéntricamente de acero	-	8	2,5	4	SL	SL	SL
Sistema dual con pórticos especiales resistentes a momento y Pórticos especiales arriostrados concéntricamente de acero	-	7	2,5	5,5	SL	SL	SL
Sistema dual con pórticos especiales resistentes a momento y Muros estructurales especiales de hormigón	-	7	2,5	5,5	SL	SL	SL
Sistema dual con pórticos especiales resistentes a momento y pórticos con arriostramientos con pandeo restringido	-	8	2,5	5	SL	SL	SL
Sistema dual con pórticos especiales resistentes a momento y muros especiales de cortante en acero	-	8	2,5	6,5	SL	SL	SL

k) Cortante basal de diseño (V) [25]

Para la determinación del cortante se utilizó la ecuación (19).

$$V = \frac{1 * 1,140}{7} * W$$

$$V = 0,163 W$$

l) Espectro reducido (E_r) [25]

Se calculo mediante la ecuación (6), dando como resultado el siguiente valor:

$$E_r = \frac{1,140}{\frac{7}{1}}$$

$$E_r = 0,163 \text{ g}$$

Con los valores previamente determinados, se generó la gráfica del espectro de diseño correspondiente al tipo de suelo D, de acuerdo con las disposiciones de la propuesta NEC-SE-DS 24. Esta representación permite identificar con claridad la aceleración sísmica que afecta a la edificación en función de su período de vibración. (Ver fig. 17).

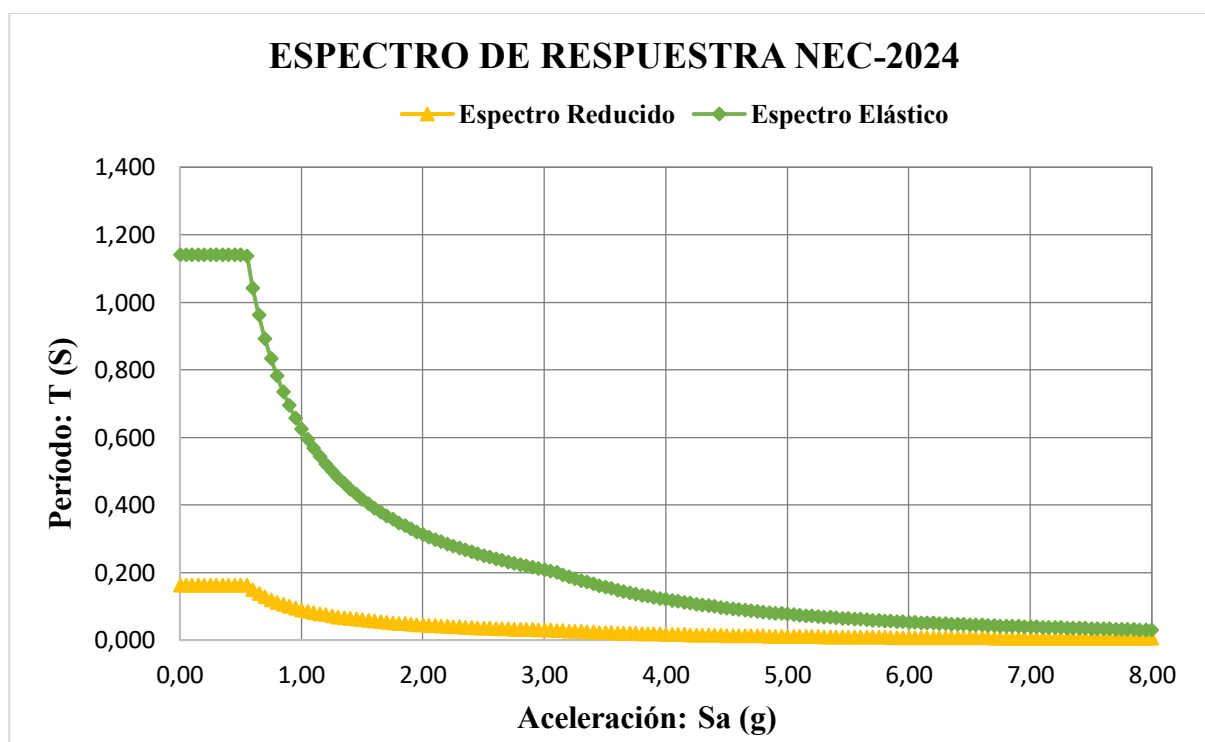


Fig. 17. Espectros de Respuesta según propuesta NEC-SE-DS 2024.

Con los datos obtenidos y explicados en las secciones anteriores, se ha elaborado un resumen (ver TABLA XXIX), donde se presenta de manera organizada y comparativa el conjunto de parámetros esenciales para la construcción del espectro elástico de diseño. Esta síntesis permite visualizar con claridad las diferencias y similitudes entre los valores requeridos por la NEC-SE-DS 15 y la propuesta NEC-SE-DS 24, facilitando así el proceso de verificación y la correcta aplicación de los criterios normativos en el análisis sísmico de la estructura.

TABLA XXIX
RESUMEN ESPECTROS ELÁSTICOS DE DISEÑO

ESPECTROS ELÁSTICOS DE DISEÑO		
PARÁMETRO	NEC-SE-DS 15	PROPUESTA NEC-SE-DS 24
Zona Sísmica	V Z= 0,400	III Z= 0,380
Coefficientes del Suelo	Fa= 1,200 Fd= 1,190 Fs= 1,280	Fa= 1,250 Fd= 1,280 Fs= 1,190
Período Inicial	To= 0,127 s	To= 0,122 s
Período Límite de Vibración	T _C = 0,700 s	T _C = 0,548 s
Período de Esquina	No se utiliza en esta norma	T _L = 3,072 s
Período de Vibración	T= 0,383 s	T= 0,509 s
Coefficiente relacionado con el período de vibración	k= 1,000	k= 1,005
Valor	η = 2,480	No se utiliza en esta norma
Factor	r = 1,000	r = 1,000
Espectro de Respuesta Elástico de Aceleraciones	Sa= 1,190 g	Sa= 1,140 g
Factor de Importancia	I= 1,000	I _e = 1,000
Irregularidad en Planta y Elevación	Ø _p = 0,900 Ø _p = 0,900	No se utiliza en esta norma
Factor	R= 8,000	R= 7,000
Cortante Basal de Diseño	Coef (V)= 0,184	Coef (V)= 0,163

Los resultados de los espectros de diseño para la NEC-SE-DS 15 y la propuesta NEC-SE-DS 24 se presentan en el Anexo 5.1 y 5.2 respectivamente.

4) *Análisis Modal Espectral*

Al comenzar con el análisis estructural, se elaboró en ETABS un modelado que representa las condiciones reales, incorporando las secciones y el material correspondiente. Para la modelación de la estructura, la resistencia a compresión del hormigón se adoptó a partir del valor determinado en el ensayo con esclerómetro, utilizando como referencia el promedio obtenido en todos los elementos. Esta decisión se justifica porque la mayoría de los elementos estructurales evaluados presentan valores promedio similares entre sí. En consecuencia, para el modelo en el programa se consideró una resistencia del hormigón de 280 kg/cm².

Al no poseer planos, la información necesaria sobre la estructura se detalla en el Anexo 8, el cual es un plano arquitectónico realizado a partir de las mediciones en sitio de cada elemento necesario en la estructura, por lo cual, se puede establecer las distancias de ejes, altura de cada piso, espesor de losa, ubicación de vigas, columnas y paredes.

Posteriormente, se construyó un modelo matemático, en el cual se incluyeron las cargas anteriormente calculadas y los siguientes parámetros:

- Masa: Para la definición de la masa sísmica se consideró el 100% de la carga muerta de la edificación. Adicionalmente, se incorporó una carga específica para el peso de paredes, definida con el valor 1, tal como se muestra en la Fig. 18.

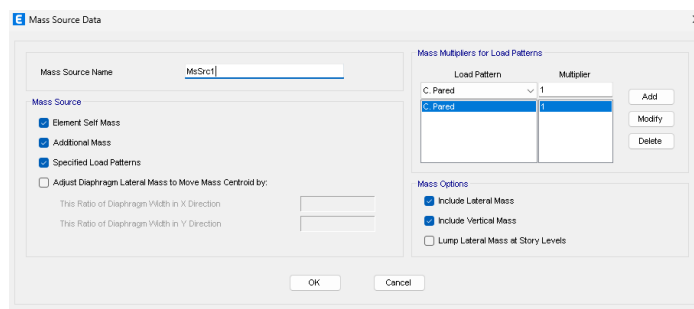


Fig. 18. Asignación de masa.

- Efectos P delta: Para evaluar los efectos de segundo orden, se empleó la combinación 1,2 de la carga muerta, 1,2 de la carga de pared y el 1,6 de la carga viva según criterios del capítulo 5 del ACI [26], con el fin de obtener resultados completos, aunque el índice de estabilidad (Q_i) sea menor que 0,1 conforme a lo establecido en la sección 6.3.8 NEC-SE-DS 15. Visualizado en la Fig. 19.

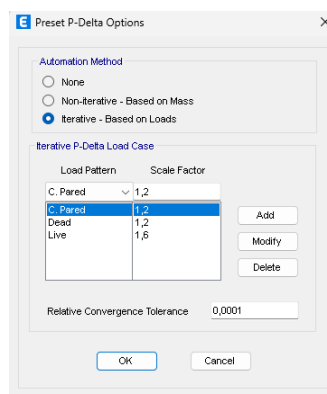


Fig. 19. Asignación de P-deltas.

- Patrones de carga: Se definieron los patrones correspondientes a carga viva, carga muerta, carga en paredes y las acciones sísmicas en cada sentido X y Y, según se presenta en la Fig. 20.

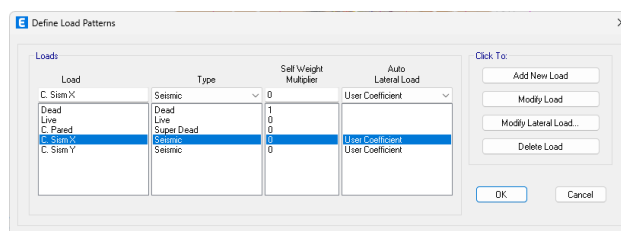


Fig. 20. Patrones de carga.

- Casos de carga: Se asignan los casos de análisis dinámico para cada dirección: AM Espe X y AM Espe Y. En estos casos se definió el método de combinación modal utilizado en el análisis, adoptando CQC. Para la combinación direccional se empleó el criterio absoluto, considerando un factor de escala de 0,3, como se muestra en la Fig. 21.

Fig. 21. Casos de carga A M Espe X y A M Espe Y.

- Combinaciones de carga (AM Espec XC y AM Espec YC): Se definieron dos combinaciones, una por cada dirección principal (X y Y), las cuales son determinantes para el equilibrio del cortante basal. De acuerdo con la NEC-SE-DS 15, se aplicó el factor de reducción R de la edificación, en este caso se utilizó $R=8$, por lo que se adoptó $1/R$ dando un valor de 0,125, como se presenta en la imagen izquierda y para la propuesta NEC-SE-DS 24 se consideró un factor igual a 1 visualizado en la parte derecha de la Fig. 22.

Fig. 22. Combinaciones de carga A. M. Espec. XC y YC.

- Diafragma: Se asigno un diafragma rígido por cada piso, de manera que las fuerzas sísmicas se transmitan adecuadamente hacia los elementos del sistema especialmente a las vigas. Para evitar alteraciones del centro de rigidez, se recomienda excluir la escalera

del diafragma, de modo que no distorsione la distribución de rigidez de cada nivel, revisar Fig. 23.

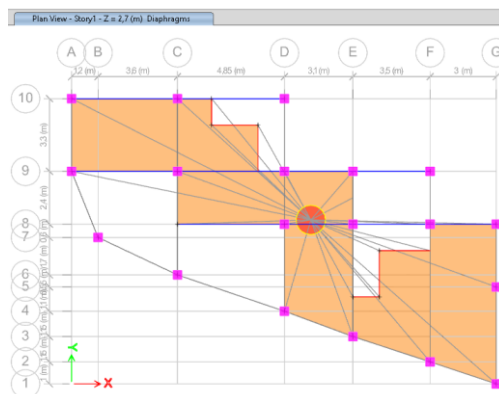


Fig. 23. Diafragma de la estructura.

- Agrietamiento de secciones (vigas y columnas): Para considerar el efecto del agrietamiento en la rigidez, se redujeron los momentos de inercia mediante factores: 0,5 para vigas y 0,8 para columnas. Estos valores se ingresaron directamente en las propiedades de sección de los elementos (ver Fig. 24).

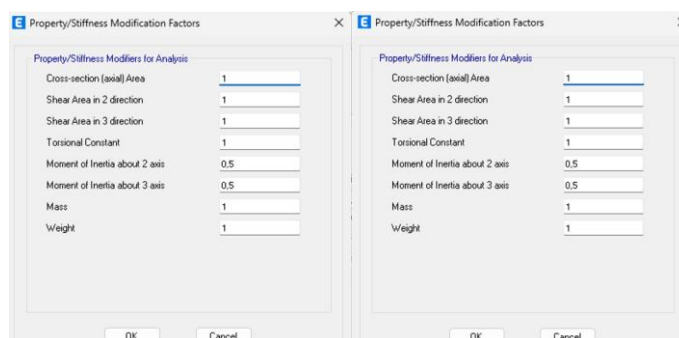


Fig. 24. Agrietamiento en Vigas y Columnas.

- Reducción de rigidez en losas y gradas: se reduce la rigidez al 1% en la parte de la flexión (bending) en losas y gradas estableciendo un valor de 0,01, como se observa en la Fig. 25.

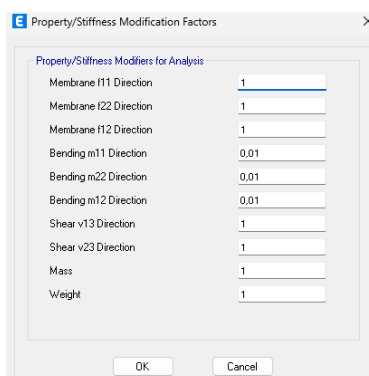


Fig. 25. Reducción de rigidez en losa y gradas.

Además, se incorporó el espectro reducido de diseño según la NEC-SE-DS 15 con el fin de verificar el cumplimiento de los requisitos establecidos en la normativa vigente del Ecuador

Para este análisis, se deben considerar cinco chequeos fundamentales que garantizan el adecuado comportamiento de la estructura. Las tablas asociadas a estos chequeos son generadas directamente por el programa. Estos chequeos se realizaron para la NEC-SE-DS 15 y la propuesta NEC-SE-DS 24.

- **NEC-SE-DS 15**

Inicialmente se realizó con las dimensiones reales de la edificación.

a) Período Modal $\leq 1,3 T_e$ [24]

Según el valor calculado por el programa Etabs 2016, el período modal es de 1,108 s. (Ver Tabla XXX).

TABLA XXX
FACTOR DE DIRECCIÓN MODAL SIN CORREGIR

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	RZ
		sec				
Modal	1	1,108	0,285	0,224	0,000	0,491
Modal	2	0,995	0,710	0,055	0,000	0,235
Modal	3	0,680	0,004	0,722	0,000	0,273
Modal	4	0,311	0,147	0,247	0,001	0,604
Modal	5	0,282	0,843	0,029	0,000	0,128
Modal	6	0,267	0,078	0,010	0,882	0,030
Modal	7	0,233	0,005	0,008	0,984	0,003
Modal	8	0,197	0,003	0,724	0,002	0,271
Modal	9	0,172	0,201	0,207	0,052	0,540
Modal	10	0,146	0,094	0,279	0,009	0,617
Modal	11	0,137	0,866	0,023	0,002	0,110
Modal	12	0,111	0,008	0,686	0,010	0,295
Modal	13	0,076	0,362	0,249	0,012	0,376
Modal	14	0,071	0,613	0,187	0,001	0,199
Modal	15	0,064	0,007	0,582	0,007	0,405

Al determinar el valor del período calculado con el programa, se aplica la ecuación (20) para verificar si cumple esta condición.

$$1,108 \leq 1,3 * 0,565$$

$$1,108 \geq 0,734$$

Al calcular lo establecido por la norma se determinó que el período calculado en el programa es mayor al período calculado con la fórmula, por lo cual, no cumple con el requerimiento establecido en la NEC-SE-DS 15.

b) $VD \geq 80\%$ o 85% VE [24]

Dado que esta edificación es irregular, se adopta como criterio el 85% del cortante estático. Según la Tabla XXXI, los tres primeros valores de la columna Fuerzas en X, correspondientes a la carga sísmica en esa dirección, se consideran como el cortante estático. En cambio, los cuatro últimos valores de la primera columna, identificados como: A M Espe, se emplean para el valor del cortante dinámico, de estos, solo los dos primeros corresponden a la dirección X.

De manera similar para la fuerza en Y, el valor de la carga sísmica en esa dirección se toma como cortante estático, mientras que los valores asociados al A M Espe en Y se utilizan para el cortante dinámico.

TABLA XXXI
REACCIONES EN LA BASE SIN CORREGIR

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
C. Sism X	LinStatic	Step By Step	1	-135,801	0,000	0,000	5,723	-1345,241	919,556
C. Sism X	LinStatic	Step By Step	2	-135,801	0,000	0,000	7,926	-1345,694	1010,661
C. Sism X	LinStatic	Step By Step	3	-135,801	0,000	0,000	3,520	-1344,788	828,450
C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	1	0,000	-135,801	0,000	1321,986	-5,672	-1370,005
C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	2	0,000	-135,801	0,000	1318,787	-5,014	-1502,405
C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	3	0,000	-135,801	0,000	1325,185	-6,330	-1237,605
A M Espe XC	Combination	Max		115,431	31,462	3,578	319,303	1141,953	793,444
A M Espe XC	Combination	Min		-115,431	-31,462	-3,578	-319,303	-1141,953	-793,444
A M Espe YC	Combination	Max		25,780	115,430	3,103	1126,524	277,426	1782,188
A M Espe YC	Combination	Min		-25,780	-115,430	-3,103	-1126,524	-277,426	-1782,188

Para verificar este chequeo. se utiliza la ecuación (21), mediante la cual se comprueba que ambas direcciones cumplan con el requisito establecido.

Comprobación en X

$$1 \geq 85\% * \frac{-135,801}{-115,431}$$

$$1 \geq 1$$

Comprobación en Y

$$1 \geq 85\% * \frac{-135,801}{-115,432}$$

$$1 \geq 1$$

De acuerdo con estos resultados y conforme a lo establecido por la NEC-SE-DS15, se concluye que el cortante dinámico en las direcciones X y Y cumple.

c) Modos de Vibración Traslacional y Traslacional- Rotacional (Recomendación) [30]

Con base en esta recomendación, se determinó que el primer y segundo modo de vibración de la estructura presenta un comportamiento traslacional-rotacional. En el tercer modo, la estructura cumple con lo recomendado. Sin embargo, se observó que en todos los modos existe presencia de rotación, por lo que es necesario realizar ajustes, para reducir estos valores, ya que no cumple con lo establecido especialmente en la columna RZ. (Ver TABLA XXXII).

d) Participación del 90% de la Masa Dinámica [24]

De acuerdo con la NEC-SE-DS 15, el último modo de vibrar de la estructura debe acumular al menos 90% de la masa dinámica, por lo cual, en el modelo analizado, esta condición cumple a partir del modo 12, donde la participación acumulada de la masa modal alcanza los valores requeridos: 0,930 en la dirección X, 0,932 en la dirección Y y 0,960 en la sumatoria RZ. Estos valores se visualizan en las columnas de sumatoria de los desplazamientos en (X, Y) y la sumatoria de RZ. (Ver TABLA XXXII).

TABLA XXXII
RELACIONES DE PARTICIPACIÓN DE MASA MODAL SIN CORREGIR

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	1,108	0,210	0,165	0,000	0,210	0,165	0,000	0,032	0,026	0,406	0,032	0,026	0,406
Modal	2	0,995	0,514	0,043	0,000	0,724	0,208	0,000	0,007	0,058	0,203	0,039	0,084	0,609
Modal	3	0,680	0,003	0,532	0,000	0,727	0,739	0,000	0,107	0,001	0,194	0,146	0,084	0,803
Modal	4	0,311	0,024	0,030	0,001	0,751	0,769	0,001	0,052	0,025	0,066	0,198	0,109	0,870
Modal	5	0,282	0,115	0,004	0,000	0,866	0,773	0,001	0,007	0,084	0,013	0,205	0,193	0,882
Modal	6	0,267	0,000	0,000	0,014	0,866	0,773	0,015	0,000	0,004	0,000	0,205	0,196	0,882
Modal	7	0,233	0,000	0,000	0,049	0,866	0,773	0,064	0,012	0,018	0,000	0,217	0,214	0,883
Modal	8	0,197	0,000	0,111	0,000	0,866	0,884	0,065	0,153	0,001	0,038	0,370	0,215	0,920
Modal	9	0,172	0,002	0,000	0,000	0,868	0,884	0,065	0,001	0,003	0,002	0,371	0,219	0,922
Modal	10	0,146	0,007	0,013	0,000	0,875	0,896	0,065	0,011	0,008	0,023	0,381	0,227	0,945
Modal	11	0,137	0,055	0,002	0,000	0,930	0,899	0,065	0,003	0,028	0,003	0,385	0,255	0,947
Modal	12	0,111	0,000	0,034	0,000	0,930	0,932	0,065	0,035	0,000	0,013	0,420	0,255	0,960
Modal	13	0,076	0,021	0,009	0,000	0,950	0,941	0,065	0,016	0,012	0,010	0,435	0,267	0,970
Modal	14	0,071	0,037	0,011	0,000	0,987	0,952	0,065	0,015	0,025	0,004	0,451	0,293	0,973
Modal	15	0,064	0,001	0,038	0,000	0,988	0,990	0,066	0,048	0,000	0,021	0,499	0,293	0,994

e) Derivas Inelásticas $\leq 2\%$ [24]

En la NEC-SE-DS 2015 se establece que las derivas de piso deben ser menores al 2% para edificaciones de hormigón, como es el caso de la presente edificación. (Ver TABLA XXXIII).

TABLA XXXIII
DERIVAS MÁXIMAS [24]

Estructuras de:	ΔM máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,02
De mampostería	0,01

Para determinar las derivas inelásticas se utilizó la ecuación (23). A partir de los resultados obtenidos en el análisis, se calcularon las derivas de cada nivel, las cuales fueron agregadas en el Anexo 6.1 (derivas inelásticas en dirección Y sin corregir), y Anexo 6.2 (derivas inelásticas en dirección X sin corregir). Para la verificación correspondiente, se consideraron las derivas máximas obtenidas, que corresponden al tercer piso.

Deriva Inelástica en Y

$$\Delta_M = 0,75 * 8 * 0,010348$$

$$\Delta_M = 6,209\%$$

Deriva Inelástica en X

$$\Delta_M = 0,75 * 8 * 0,009858$$

$$\Delta_M = 5,915\%$$

Estos valores deben ser menores a la deriva máxima.

Deriva Inelástica en Y

$$6,209\% > 2,000\%$$

Deriva Inelástica en X

$$5,915\% > 2,000\%$$

Como se pudo verificar, la estructura no cumple con esta condición en ninguno de los dos sentidos. Además, al obtener las derivas inelásticas, se determinó que en las direcciones X y Y la mayoría de las derivas por piso superan el límite del 2%, por lo cual es indispensable corregir la estructura. (Ver Anexo 6).

Al concluir los cinco chequeos estructurales requeridos, se determinó que únicamente el chequeo por cortante cumple con los criterios establecidos en la normativa. Los demás chequeos presentan incumplimientos significativos, lo que evidencia deficiencias en la capacidad resistente y en el desempeño global de la estructura. Esta situación hace indispensable realizar ajustes que mejoren tanto el comportamiento estructural como la seguridad de la edificación.

- **Correcciones**

Del análisis realizado se concluyó que las secciones actuales no satisfacen los requerimientos mínimos establecidos por la NEC-SE-DS 15 y, con mayor exigencia, por la propuesta NEC-SE-DS 24. Estas deficiencias se reflejan principalmente en la insuficiencia de rigidez y resistencia en vigas y columnas, lo que afecta directamente parámetros como derivas, fuerzas internas y desempeño sísmico general.

Ante esta condición, se procedió a modificar las secciones estructurales incrementando sus dimensiones, con el fin de mejorar la rigidez global, reducir las derivas y asegurar un comportamiento estructural más estable y acorde con los estándares normativos. En este proceso, las columnas fueron redimensionadas de sus medidas originales a secciones de 50x50cm. A partir de este cambio, se recalculo la cuantía de acero mediante la ecuación (2), obteniéndose una cuantía de 1,317%, al estar dentro del rango se establece que la cuantía es adecuada.

Por su parte, las vigas fueron aumentadas a secciones de 30x40 cm. Adicionalmente, se incorporaron tres muros estructurales de 30 cm de espesor, cada uno con dimensiones, ubicación y geometría específica, con el propósito de incrementar la rigidez lateral y controlar las deformaciones. Estos muros se distribuyeron de la siguiente manera:

- Muro en forma de L: con longitud de 2 m a cada lado, ubicado entre la columna C1, en la intersección de los ejes A-10, extendiéndose 2 m en sentido positivo X y 2 m en sentido negativo Y. (Ver Fig. 26).

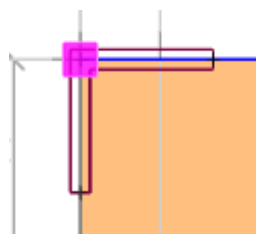


Fig. 26. Muro en L, Vista en Planta.

- Muro recto de 2m: ubicado a continuación de la columna C19, situada en la intersección de los ejes G-1, extendiéndose 2 m en sentido positivo Y. (Ver Fig. 27).

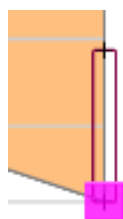


Fig. 27. Muro recto de 2m, Vista en Planta.

- Muro recto de 1,5m: ubicado junto a la columna C12, en la intersección de los ejes G-8 extendiéndose 1,5 m en sentido negativo Y. (Ver Fig. 28).



Fig. 28. Muro recto de 1,5 m, Vista en Planta.

La incorporación de estos muros incrementa significativamente la capacidad de la estructura para resistir momentos flectores, esfuerzos cortantes y deformaciones excesivas, contribuyendo así a un desempeño sísmico más adecuado. (Ver Fig. 29).

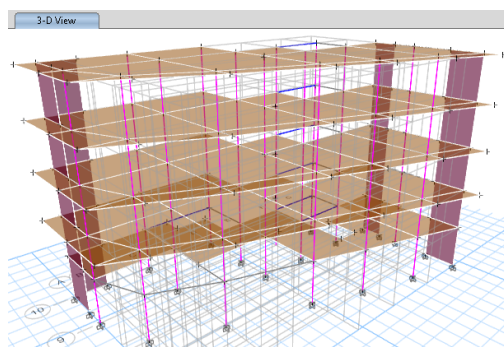


Fig. 29. Visualización 3D de Muros.

A todos los muros de la estructura de los dos primeros niveles se le agregaron agrietamiento en la parte de membrana, la cual controla la rigidez del muro, (ver Fig. 30), según lo establecido en la NEC-SE-DS 15 en la sección 6.1.6 [24], establece que, para edificaciones sin subsuelo, estos requisitos solo se aplican a los dos primeros niveles.

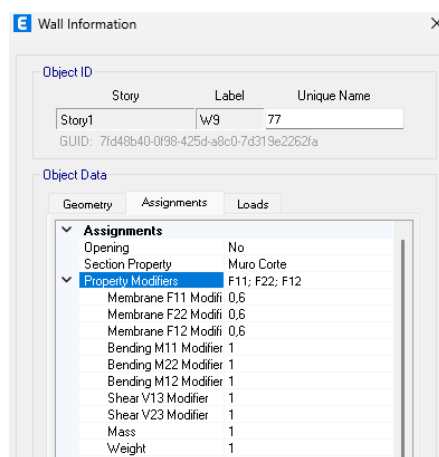


Fig. 30. Agrietamiento en Muros.

Además, se corrigió el valor de k debido a que se modifica el valor del período de vibración.

Una vez realizadas estas modificaciones, se recalculo completamente el modelo estructural en el programa, repitiendo todos los chequeos normativos correspondientes. Con ello se obtuvo

un nuevo conjunto de resultados, presentados a continuación, que reflejan el desempeño de la estructura después de los ajustes implementados.

a) *Período Modal* $\leq 1,3 T_e$ [24]

Según el valor calculado por el programa Etabs 2016, el período modal es de 0,497 s. (Ver TABLA XXXIV).

TABLA XXXIV
FACTOR DE DIRECCIÓN MODAL CORREGIDO

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	RZ
		sec				
Modal	1	0,497	0,962	0,001	0,000	0,036
Modal	2	0,341	0,002	0,995	0,001	0,002
Modal	3	0,272	0,036	0,005	0,000	0,959
Modal	4	0,269	0,000	0,001	0,983	0,016
Modal	5	0,253	0,033	0,001	0,963	0,003
Modal	6	0,205	0,000	0,001	0,997	0,002
Modal	7	0,155	0,046	0,015	0,936	0,004
Modal	8	0,150	0,244	0,205	0,311	0,239
Modal	9	0,134	0,933	0,012	0,000	0,054
Modal	10	0,109	0,881	0,022	0,043	0,053
Modal	11	0,088	0,012	0,981	0,005	0,001
Modal	12	0,068	0,046	0,003	0,002	0,950
Modal	13	0,054	0,928	0,019	0,002	0,051
Modal	14	0,043	0,069	0,355	0,029	0,547
Modal	15	0,038	0,004	0,823	0,006	0,167

Para la verificación de este chequeo se empleó la ecuación (20), tal como se muestra a continuación.

$$0,497 \leq 1,3 * 0,383$$

$$0,497 \leq 0,498$$

Al aplicar el procedimiento establecido por la norma y comparar el período obtenido mediante el software, se determinó que la estructura cumple con el requerimiento de la NEC-SE-DS 15. Esto se debe a que el período calculado por el programa (0,497 s) es menor que el valor máximo permitido obtenido por la ecuación normativa (0,498 s). Por lo tanto, el período fundamental se encuentra dentro del rango aceptable, garantizando que el modelo no presenta una flexibilidad excesiva y que su rigidez es compatible con los criterios de la normativa vigente.

b) $VD \geq 80\%$ o 85% VE [24]

Al modificar las secciones de la estructura se verificó nuevamente que la división del cortante estático y el cortante dinámico llegue a ser 1, a partir de los nuevos valores generados por el programa. (Ver TABLA XXXV).

TABLA XXXV
REACCIONES EN LA BASE CORREGIDAS

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
C. Sism X	LinStatic	Step By Step	1	-168,515	0,000	0,000	-0,425	-1595,829	1165,782
C. Sism X	LinStatic	Step By Step	2	-168,515	0,000	0,000	-0,391	-1595,609	1278,868
C. Sism X	LinStatic	Step By Step	3	-168,515	0,000	0,000	-0,460	-1596,049	1052,696
C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	1	0,000	-168,515	0,000	1586,859	0,357	-1688,636
C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	2	0,000	-168,515	0,000	1586,809	0,038	-1852,997
C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	3	0,000	-168,515	0,000	1586,910	0,676	-1524,275
A M Espe XC	Combination	Max		143,238	9,531	2,022	78,905	1382,167	978,532
A M Espe XC	Combination	Min		-143,238	-9,531	-2,022	-78,905	-1382,167	-978,532
A M Espe YC	Combination	Max		9,259	143,238	5,272	1363,231	77,667	1503,211
A M Espe YC	Combination	Min		-9,259	-143,238	-5,272	-1363,231	-77,667	-1503,211

Para llevar a cabo este control se utiliza la ecuación (21), la cual permite evaluar el cumplimiento del requisito normativo en ambas direcciones como se presenta a continuación.

Comprobación en X

$$1 \geq 85\% * \frac{-168,515}{-143,238}$$

$$1 \geq 1$$

Comprobación en Y

$$1 \geq 85\% * \frac{-168,515}{-143,238}$$

$$1 \geq 1$$

Al recalcular el cortante dinámico en las direcciones X y Y, se determinó que estos valores cumplen con lo establecido en la NEC-SE-DS 15. Asimismo, se determinó que el cortante estático supera al cortante dinámico en ambos sentidos analizados, lo cual indica un comportamiento estructural coherente con la demanda sísmica y ayuda a obtener un desempeño adecuado frente a acciones sísmicas.

c) *Modos de Vibración Traslacional y Traslacional- Rotacional (Recomendación) [30]*

A partir de las correcciones implementadas y del análisis modal actualizado, se determinó que la estructura presenta un comportamiento adecuado en cuanto a la caracterización de los primeros modos de vibración. En particular, el primer y segundo modo muestran un predominio

de vibración traslacional, mientras que el tercer modo evidencia un comportamiento traslacional- rotacional, tal como se recomienda para las edificaciones.

Además, se verificó que la contribución rotacional en los modos 1 y 2 es menor al 30% del desplazamiento máximo registrado en las direcciones X y Y, por lo cual, se pudo establecer que la rotación no domina el comportamiento modal inicial. En consecuencia, se concluye que la estructura cumple satisfactoriamente con esta recomendación. (Ver TABLA XXXVI).

d) Participación del 90% de la Masa Dinámica [24]

Con base en los resultados obtenidos del análisis modal, se constató que la estructura cumple con el requerimiento normativo que exige alcanzar al menos el 90% de la masa modal acumulada en las direcciones principales. En el caso estudiado, este valor se logra en el modo 12 donde la participación acumulada alcanza 0,911 en la dirección X, 0,916 en la dirección Y y 0,905 en rotación alrededor del eje Z (RZ). Estos valores confirman que se ha considerado un número suficiente de modos para representar adecuadamente al comportamiento dinámico de la estructura. (Ver TABLA XXXVI).

TABLA XXXVI
RELACIONES DE PARTICIPACIÓN DE MASA MODAL CORREGIDO

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0,497	0,725	0,001	0,000	0,725	0,001	0,000	0,000	0,073	0,032	0,000	0,073	0,032
Modal	2	0,341	0,001	0,745	0,001	0,726	0,746	0,001	0,150	0,000	0,003	0,150	0,073	0,036
Modal	3	0,272	0,025	0,003	0,000	0,751	0,749	0,001	0,000	0,006	0,720	0,151	0,079	0,755
Modal	4	0,269	0,000	0,000	0,021	0,751	0,749	0,022	0,000	0,003	0,000	0,151	0,082	0,756
Modal	5	0,253	0,000	0,000	0,000	0,751	0,749	0,022	0,000	0,001	0,000	0,151	0,084	0,756
Modal	6	0,205	0,000	0,000	0,020	0,751	0,749	0,042	0,005	0,007	0,000	0,156	0,091	0,756
Modal	7	0,155	0,000	0,000	0,016	0,751	0,749	0,057	0,000	0,006	0,000	0,156	0,097	0,756
Modal	8	0,150	0,000	0,000	0,001	0,751	0,749	0,058	0,003	0,000	0,001	0,159	0,097	0,756
Modal	9	0,134	0,139	0,001	0,000	0,890	0,750	0,058	0,002	0,098	0,005	0,161	0,195	0,761
Modal	10	0,109	0,008	0,000	0,001	0,898	0,751	0,059	0,005	0,022	0,001	0,166	0,217	0,761
Modal	11	0,088	0,003	0,165	0,003	0,901	0,915	0,062	0,239	0,003	0,000	0,405	0,220	0,761
Modal	12	0,068	0,011	0,000	0,001	0,911	0,916	0,063	0,003	0,032	0,143	0,407	0,252	0,905
Modal	13	0,054	0,068	0,002	0,000	0,979	0,917	0,063	0,001	0,029	0,003	0,408	0,280	0,908
Modal	14	0,043	0,005	0,015	0,006	0,984	0,932	0,069	0,026	0,003	0,043	0,434	0,284	0,951
Modal	15	0,038	0,000	0,051	0,000	0,984	0,983	0,069	0,058	0,001	0,021	0,492	0,285	0,971

e) Derivas Inelásticas $\leq 2\%$ [24]

Se recalcularon las derivas de cada nivel con el fin de verificar nuevamente el cumplimiento de los límites establecidos por la normativa con la ecuación (23). En particular, se recalculo la deriva inelástica del del tercer piso, ya que en este nivel se tiene los valores más altos del comportamiento de la estructura.

Deriva Inelástica en Y

$$\Delta_M = 0,75 * 8 * 0,000987$$

$$\Delta_M = 0,592\%$$

Deriva Inelástica en X

$$\Delta_M = 0,75 * 8 * 0,002177$$

$$\Delta_M = 1,306\%$$

Estos valores deben compararse con la deriva máxima admisible:

Deriva Inelástica en Y

$$0,592\% < 2,000\%$$

Deriva Inelástica en X

$$1,306\% < 2,000\%$$

Al analizar las derivas inelásticas se pudo determinar que, tanto en la dirección X como en la dirección Y, los valores registrados se mantienen por debajo del límite máximo permitido del 2% por lo que la estructura cumple satisfactoriamente con este chequeo. Es importante destacar que se realizó el cálculo de las derivas inelásticas para todos los niveles de la edificación y se visualizan en el Anexo 6.3 (Derivas inelásticas en Y corregido) y Anexo 6.4 (Derivas inelásticas en X corregido).

Luego de completar la verificación de todos los chequeos establecidos por la NEC-SE-DS 15, se comprobó que, tras las correcciones realizadas y detalladas en los apartados anteriores, la estructura cumple con todos los requerimientos establecidos según la normativa.

- **Propuesta NEC-SE-DS 24**

Una vez verificado el cumplimiento conforme a la NEC-SE-DS 15, se procedió a realizar los mismos chequeos utilizando los criterios establecidos en la propuesta NEC-SE-DS 24, manteniendo las mismas modificaciones aplicadas al modelo estructural. Con el objetivo de evaluar su desempeño sísmico bajo criterios actualizados. Teniendo en consideración que se agrega el espectro reducido generado de la propuesta NEC-SE-DS 24, se modifican los valores de c y k, en la carga sísmica de los dos sentidos al momento de definir los patrones de carga.

A continuación, se detallan los resultados obtenidos para cada uno de los chequeos y cálculos realizados según los requerimientos en la propuesta NEC-SE-DS 24.

a) Período Modal [25]

Según los resultados obtenidos con el software Etabs 2016, el período modal fundamental de la estructura es de 0,497 s. (Ver Tabla XXXVII).

TABLA XXXVII
FACTOR DE DIRECCIÓN MODAL PROPUESTA NEC-SE-DS 24

Case	Mode	Period Sec	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	0,497	0,962	0,001	0,000	0,036
Modal	2	0,341	0,002	0,995	0,001	0,002
Modal	3	0,272	0,036	0,005	0,000	0,959
Modal	4	0,269	0,000	0,001	0,983	0,016
Modal	5	0,253	0,033	0,001	0,963	0,003
Modal	6	0,205	0,000	0,001	0,997	0,002
Modal	7	0,155	0,046	0,015	0,936	0,004
Modal	8	0,150	0,244	0,205	0,311	0,239
Modal	9	0,134	0,933	0,012	0,000	0,054
Modal	10	0,109	0,881	0,022	0,043	0,053
Modal	11	0,088	0,012	0,981	0,005	0,001
Modal	12	0,068	0,046	0,003	0,002	0,950
Modal	13	0,054	0,928	0,019	0,002	0,051
Modal	14	0,043	0,069	0,355	0,029	0,547
Modal	15	0,038	0,004	0,823	0,006	0,167

Para verificar el cumplimiento de este valor con la normativa, se debe realizar el respectivo control siguiendo los lineamientos establecidos en la propuesta NEC-SE-DS 24. (Ver TABLA XXXVIII).

TABLA XXXVIII
DETERMINACIÓN DEL PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN [25]

Condición	Período para el cálculo del cortante basal, V, y otros cálculos de resistencia	Período T para cálculos de desplazamientos o derivas
$T_{comp} \leq T_a$	T_a	T_a
$T_a < T_{comp} < C_u T_a$	T_{comp}	T_{comp}
$T_{comp} \geq C_u T_a$	$C_u T_a$	T_{comp}

Una vez identificada la condición aplicable para esta verificación, se determinó que corresponde utilizar la segunda condición, la cual requiere emplear el coeficiente C_u , cuyo valor es de 1,4 según la propuesta NEC-SE-DS 24 sección 6.2.1.3 [25]. Con este factor, el límite normativo del período se calcula de la siguiente forma:

$$0,497 \leq 1,4 * 0,383$$

$$0,497 \leq 0,536$$

El valor de 0,536 s representa el período máximo permitido según la ecuación indicada por la norma para este caso. Por lo cual se puede establecer que este chequeo se cumple según la propuesta NEC-SE-DS 24.

b) Cortante estático igual a Cortante dinámico [25]

Se realizó el chequeo correspondiente al cortante dinámico, el cual, de acuerdo con la propuesta NEC-SE-DS 24, debe ser igual al cortante estático. Para ello, se revisaron los valores obtenidos en el programa de análisis (Ver TABLA XXXIX).

TABLA XXXIX
REACCIONES EN LA BASE PROPUESTA NEC-SE-DS 24

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
				tonf	tonf	Tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
C. Sism X	LinStatic	Step By Step	1	-149,283	0,000	0,000	-0,377	-1414,712	1032,702
C. Sism X	LinStatic	Step By Step	2	-149,283	0,000	0,000	-0,346	-1414,518	1132,889
C. Sism X	LinStatic	Step By Step	3	-149,283	0,000	0,000	-0,408	-1414,907	932,516
C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	1	0,000	-149,283	0,000	1406,760	0,316	-1495,840
C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	2	0,000	-149,283	0,000	1406,716	0,033	-1641,451
C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	3	0,000	-149,283	0,000	1406,805	0,599	-1350,228
A M Espe XC	Combination	Max		149,282	9,934	2,107	82,235	1440,490	1019,823
A M Espe XC	Combination	Min		-149,282	-9,934	-2,107	-82,235	-1440,490	-1019,823
A M Espe YC	Combination	Max		9,650	149,282	5,494	1420,755	80,944	1566,642
A M Espe YC	Combination	Min		-9,650	-149,282	-5,494	-1420,755	-80,944	-1566,642

Entonces se procedió a comprobar el cumplimiento de esta condición con ayuda de la ecuación (22).

Comprobación en X

$$1 = \frac{-149,283}{-149,282}$$

$$1 = 1$$

Comprobación en Y

$$1 = \frac{-149,283}{-149,282}$$

$$1 = 1$$

A partir de estas verificaciones se confirma que la relación entre el cortante dinámico y el cortante estático cumple satisfactoriamente con lo establecido en la propuesta NEC-SE-DS 24, tanto en la dirección X como en la dirección Y.

c) Modo de Vibración Traslacional y Traslacional- Rotacional (Recomendación) [30]

Con base en las correcciones realizadas al modelo estructural, se pudo determinar que, el primer y segundo modo presentan una vibración traslacional, considerando que estos modos poseen mayor desplazamiento en UX y UY. En contraste, el tercer modo tiene desplazamiento y rotación con valores similares por tal motivo se considera que tiene vibración traslacional-

rotacional. Con base en estos resultados, se concluye que este chequeo se cumple adecuadamente para la propuesta NEC-SE-DS 24. (Ver TABLA XL).

d) Participación del 90% de la Masa Dinámica [25]

De acuerdo con la propuesta NEC-SE-DS 2024, la estructura debe alcanzar al menos el 90% de participación de masa dinámica. En el análisis desarrollado, se verificó que el a partir del modo 12 de la estructura cumple con este requisito normativo, lo cual se puede visualizar en las columnas de sumatoria de los desplazamientos en las direcciones UX y UY, así como en la sumatoria de rotación en RZ. (Ver TABLA XL).

TABLA XL
RELACIONES DE MASA PARTICIPANTE MODAL PROPUESTA NEC-SE-DS 24

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0,497	0,725	0,001	0,000	0,725	0,001	0,000	0,000	0,073	0,032	0,000	0,073	0,032
Modal	2	0,341	0,001	0,745	0,001	0,726	0,746	0,001	0,150	0,000	0,003	0,150	0,073	0,036
Modal	3	0,272	0,025	0,003	0,000	0,751	0,749	0,001	0,000	0,006	0,720	0,151	0,079	0,755
Modal	4	0,269	0,000	0,000	0,021	0,751	0,749	0,022	0,000	0,003	0,000	0,151	0,082	0,756
Modal	5	0,253	0,000	0,000	0,000	0,751	0,749	0,022	0,000	0,001	0,000	0,151	0,084	0,756
Modal	6	0,205	0,000	0,000	0,020	0,751	0,749	0,042	0,005	0,007	0,000	0,156	0,091	0,756
Modal	7	0,155	0,000	0,000	0,016	0,751	0,749	0,057	0,000	0,006	0,000	0,156	0,097	0,756
Modal	8	0,150	0,000	0,000	0,001	0,751	0,749	0,058	0,003	0,000	0,001	0,159	0,097	0,756
Modal	9	0,134	0,139	0,001	0,000	0,890	0,750	0,058	0,002	0,098	0,005	0,161	0,195	0,761
Modal	10	0,109	0,008	0,000	0,001	0,898	0,751	0,059	0,005	0,022	0,001	0,166	0,217	0,761
Modal	11	0,088	0,003	0,165	0,003	0,901	0,915	0,062	0,239	0,003	0,000	0,405	0,220	0,761
Modal	12	0,068	0,011	0,000	0,001	0,911	0,916	0,063	0,003	0,032	0,143	0,407	0,252	0,905
Modal	13	0,054	0,068	0,002	0,000	0,979	0,917	0,063	0,001	0,029	0,003	0,408	0,280	0,908
Modal	14	0,043	0,005	0,015	0,006	0,984	0,932	0,069	0,026	0,003	0,043	0,434	0,284	0,951
Modal	15	0,038	0,000	0,051	0,000	0,984	0,983	0,069	0,058	0,001	0,021	0,492	0,285	0,971

e) Derivas Inelásticas $\leq 1,5\%$ [25]

Para realizar este chequeo, primero es necesario identificar el tipo de estructura analizada, en este caso, corresponde al segundo tipo según la clasificación normativa. (Ver TABLA XLI).

TABLA XLI
LÍMITE DERIVAS INELÁSTICAS PROPUESTA NEC-SE-DS 24 [25]

Estructura	Categoría de Riesgo		
	I o II	III	IV
Sistemas de resistencia a carga sísmica en edificaciones con paredes interiores flexibles, constituidas por perfiles livianos de acero o madera y recubiertos con paneles de yeso, fibrocemento, o similar.	0,018	0,015	0,012
Sistemas de resistencia a carga sísmica en edificaciones con paredes interiores rígidas de bloque de cemento, hormigón, o de ladrillo de arcilla.	0,015	0,012	0,010
Pórticos resistentes a momento constituidos por vigas de acero y columnas tubulares de acero rellenas de hormigón, con cualquier tipo de divisiones interiores.	0,010	N.P.	N.P.

Como parte del proceso final de verificación, se calcularon usando la ecuación (24) las derivas inelásticas correspondientes a todos los niveles de la edificación con el propósito de confirmar que ninguna exceda el límite del 1,5%. Los resultados completos y detallados se incluyen en el Anexo 6.5 y 6.6. A continuación, se presenta el cálculo de las derivas inelásticas máximas de la estructura en cada sentido, correspondiente al tercer piso, por ser el nivel donde se registró el valor más crítico.

Deriva Inelástica en Y

$$\Delta_M = 0,00214 * \frac{5,5}{1}$$

$$\Delta_M = 1,177\%$$

$$1,177\% < 1,500\%$$

Deriva Inelástica en X

$$\Delta_M = 0,00092 * \frac{5,5}{1}$$

$$\Delta_M = 0,507\%$$

$$0,507\% < 1,500\%$$

Los valores calculados en ambas direcciones muestran que ninguna deriva excede el límite permitido de 1,5%, por lo que la estructura cumple satisfactoriamente con este chequeo.

5) Diseño

El diseño elaborado en el programa permitió evaluar si las dimensiones asignadas para vigas y columnas son las adecuadas. Del mismo modo, el modelo facilita calcular la cantidad de acero requerida en tracción y compresión para cada viga.

Durante el proceso de diseño, se retiran las inercias agrietadas a columnas, vigas y muros. Además, se agregan nuevas combinaciones de carga a las dos establecidas inicialmente para el análisis modal, completando así un total de 16 combinaciones de carga. (Ver Fig. 31).

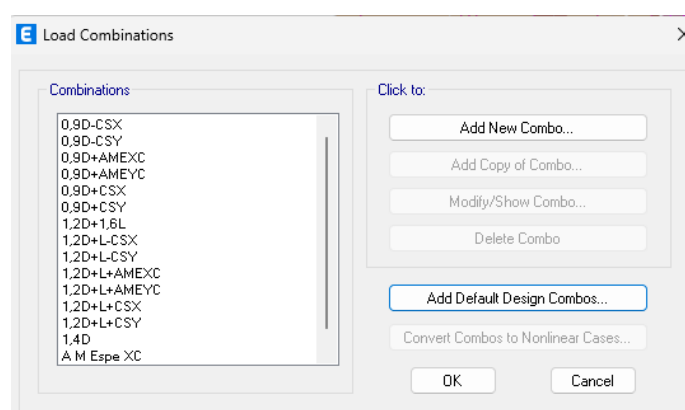


Fig. 31. Determinación de Combinaciones de Carga.

A partir del análisis realizado, se determinó la cantidad de acero requerida para cada una de las vigas del proyecto. Una vez obtenidos los resultados, se identificó la viga con la mayor demanda para utilizarla como referencia en el cálculo del acero necesario. Con base en ello, se

procedió a asignar en el programa las cantidades de acero correspondientes a todas las vigas de la estructura y además se agrega acero a los muros.

Por lo cual, se visualizó que la viga ubicada en el tercer nivel, específicamente la que se extiende del eje A al eje C, es la viga que más acero necesita. (Ver Fig. 32).

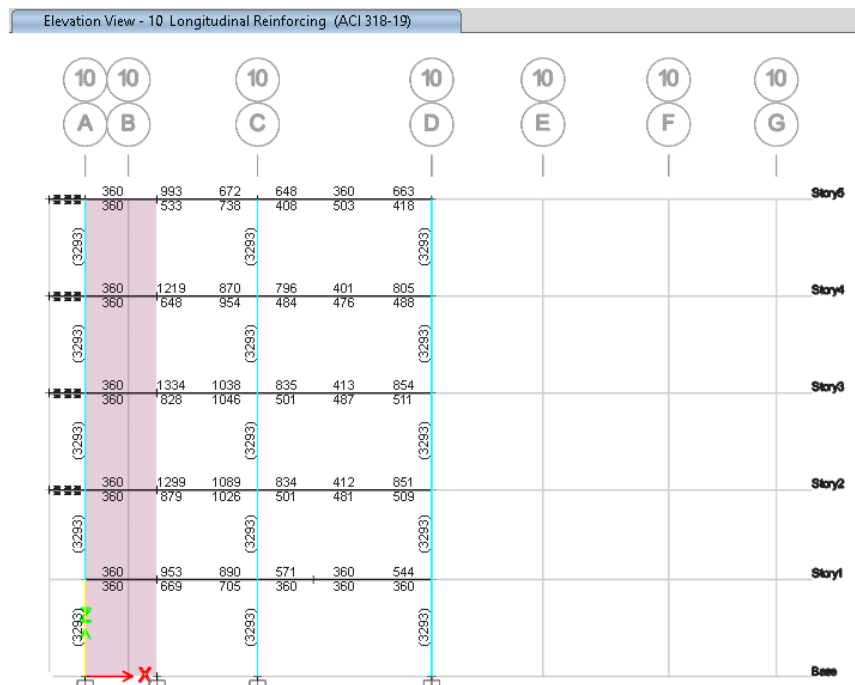


Fig. 32. Requerimiento de Acero en Viga Crítica.

Al realizar los respectivos cálculos, se estableció la cantidad de acero que deben emplearse en todas las vigas del edificio, considerando distintos diámetros y número de barras para que cada elemento cumpla con lo requerido por el programa. (Ver TABLA XLII).

TABLA XLII
ACERO EN VIGAS

Requerimiento	Acero (Ø)	Área Individual (cm²)	# de barras	Área Total (cm²)	A. T. (mm²)	Sumatoria de Áreas (mm²)
I-End Top y J-End Top	AsØ18	2,545	3	7,635	764	1367
	AsØ16	2,011	3	6,033	603	
I-End Bottom y J-End Bottom	AsØ18	2,545	2	5,090	509	1112
	AsØ16	2,011	3	6,033	603	

Finalmente, se verifica que todas las vigas cumplan con el diseño, al no presentar deficiencias en las secciones establecidas, se determinó que todos los elementos satisfacen las exigencias de diseño. Con esta revisión, fue posible determinar con certeza la cantidad de acero necesario en las vigas y, de igual manera se agregó el acero en los muros.

6) *Análisis Pushover*

Para la realización de este análisis, se agregó el espectro elástico de diseño al programa, y se asignaron las rótulas plásticas a columnas y vigas en los extremos de cada elemento de toda la edificación.

Además, se crearon los casos de carga de la gravedad en el cual se establece los patrones de carga muerta, es decir la carga muerta general de la edificación y la carga de paredes con el valor de 1 relacionado al 100%, y finalmente se selecciona la columna más cercana al diagrama para aplica la carga en este caso es la columna C9. (Ver Fig. 33).

The 'Load Case Data' dialog box is shown with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: Gravedad
 - Load Case Type: Nonlinear Static
 - Mass Source: MsSrc1
 - Analysis Model: Default
- Initial Conditions:**
 - ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 - ☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	C: Pared	1
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal
 - Geometric Nonlinearity Option: None
 - Load Application: Full Load
 - Results Saved: Final State Only
 - Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis
 - Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event

Fig. 33. Creación caso de carga Gravedad.

Finalmente se crearon los casos de carga del pushover en ambos sentidos (X y Y) considerando el factor de escala de la gravedad dependiendo de las unidades utilizadas en el archivo. (Ver Fig. 34).

The 'Load Case Data' dialog box is shown with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: ANL X
 - Load Case Type: Nonlinear Static
 - Mass Source: MsSrc1
 - Analysis Model: Default
- Initial Conditions:**
 - ☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 - ☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Acceleration	LIX	9806,65
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal
 - Geometric Nonlinearity Option: None
 - Load Application: Displacement Control
 - Results Saved: Multiple States
 - Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis
 - Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event

Fig. 34. Creación casos de carga Pushover.

Al realizar este análisis se generó los resultados, en el cual se pudo apreciar el punto en el que el espectro elástico de respuesta, la curva de capacidad de la estructura, el período y la demanda convergen. (Ver Fig. 35).

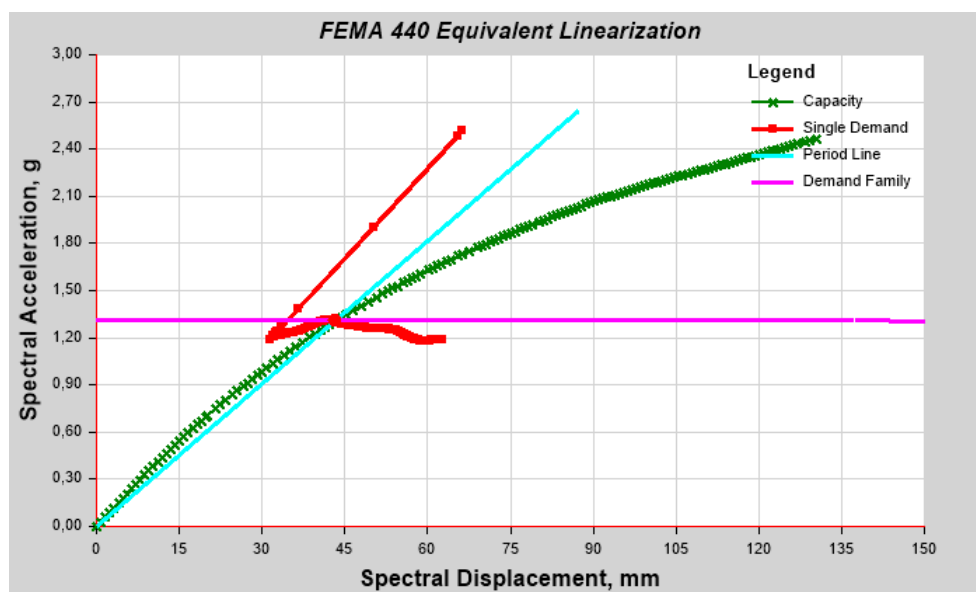


Fig. 35. Pushover en el programa.

El reporte pushover en donde se detalla la curva de capacidad y el punto de demanda de cada sentido se lo puede visualizar en el Anexo 7.

Aunque el análisis Pushover es más detallado que los enfoques lineales, presenta algunas limitaciones, ya que, no considera de forma directa los efectos dinámicos como la inercia o la interacción entre modos de vibración, por lo que puede no ser suficiente en estructuras irregulares o con comportamiento complejo como esta edificación. Sin embargo, es un proceso importante que trata de evaluar la seguridad sísmica de manera más realista sin recurrir a modelos avanzados.

7) *Análisis Tiempo Historia*

Para llevar a cabo este análisis, primero es necesario realizar un análisis tiempo-historia lineal, el cual inició con la selección de tres acelerogramas compatibles con el espectro elástico de diseño. Para esta estructura se utilizaron los acelerogramas registrados para las estaciones AMNT, ASDO y AV18.

De cada uno de estos registros se ocuparon las componentes N (aceleración en dirección Norte-Sur) y E (aceleración en dirección Este-Oeste), lo que dio como resultado un total de seis acelerogramas incorporados al modelo. Siendo estos:

- E-AMNT

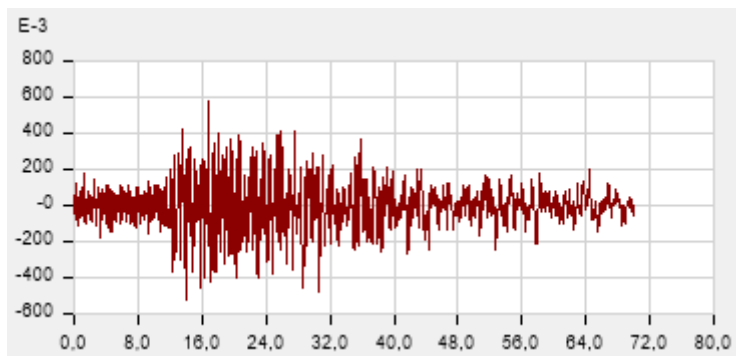


Fig. 36. Acelerograma E-AMNT.

- N-AMNT

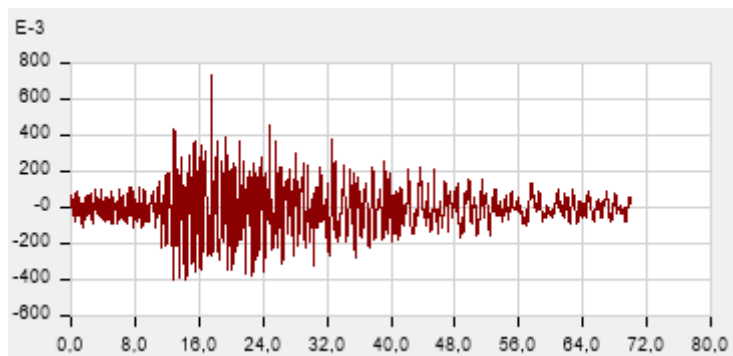


Fig. 37. Acelerograma N-AMNT.

- E-ASDO

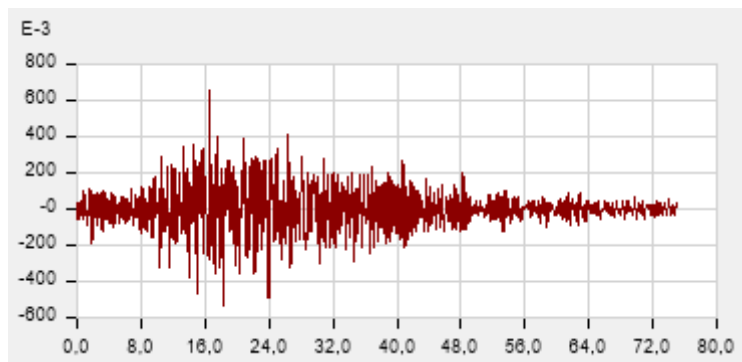


Fig. 38. Acelerograma E-ASDO.

- N-ASDO

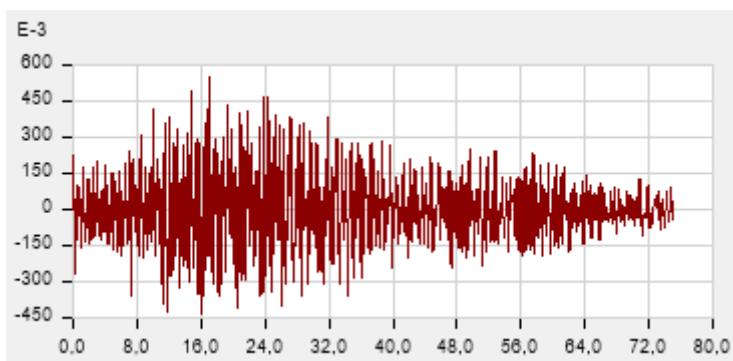


Fig. 39. Acelerograma N-ASDO.

- E-AV18

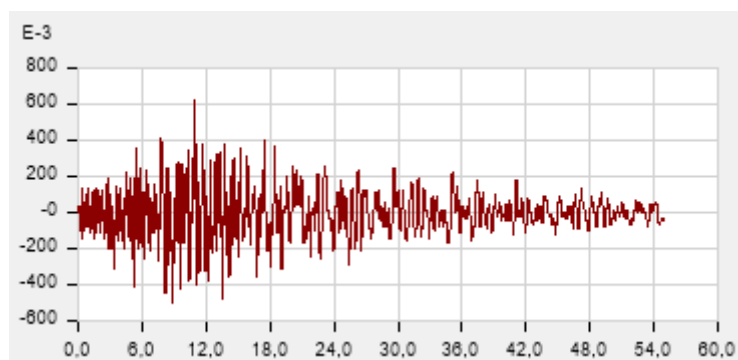


Fig. 40. Acelerograma E-AV18.

- N-AV18

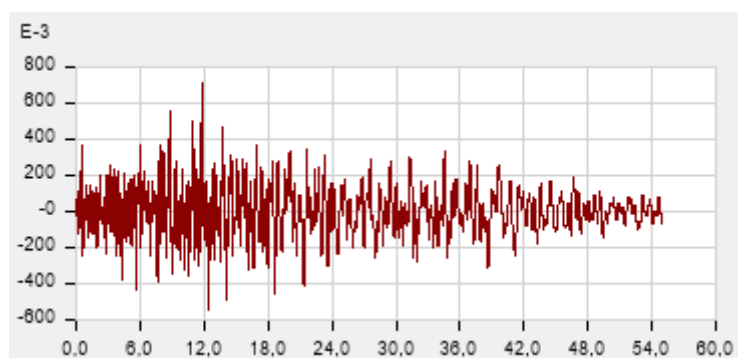


Fig. 41. Acelerograma N-AV18.

Una vez cargados en el programa se procede a verificar que sean espectros compatibles cada uno de los acelerogramas, a partir de la función “matched to response spectrum” que permite verificar que sean compatibles con el espectro elástico de cada norma NEC-SE-DS 15 y propuesta NEC-SE-DS 24. (Ver Fig. 42).

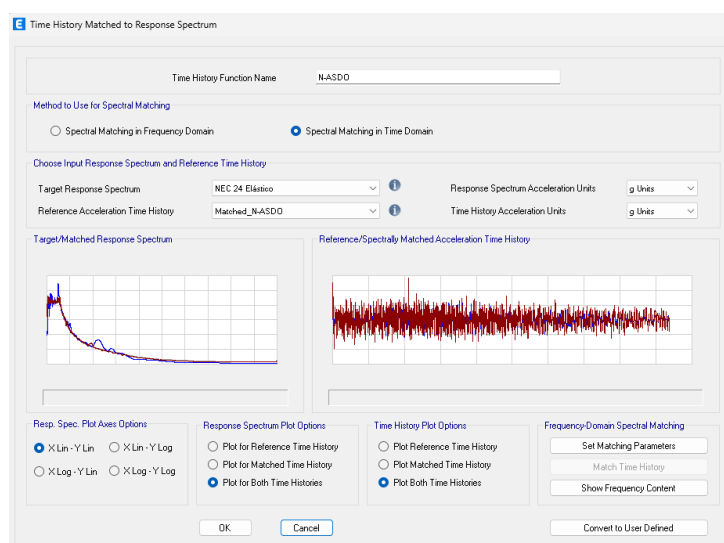


Fig. 42. Verificación de Espectro compatible.

Generados los casos de carga correspondientes, se obtuvieron los resultados iniciales, a los cuales se aplicaron los factores de corrección necesarios para cada acelerograma. Posteriormente, se revisaron nuevamente los resultados, haciendo especial énfasis en los valores de la deriva máxima, con el fin de identificar cuál de los acelerogramas produjo los mayores desplazamientos en la estructura este paso se realizó con ambas normas. Por lo cual se generaron las derivas máximas de la NEC-SE-DS 15 (Ver TABLA XLIII y XLIV) y las derivas máximas de la propuesta NEC-SE-DS 24 (Ver TABLA XLV y XLVI).

TABLA XLIII
DERIVAS MÁXIMAS SENTIDO X NEC-SE-DS 15

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Drift/	Inelastic Drift
Story5	ALTH-AMNT-X	LinDirHis	Max	X	0,000707	1/1415	0,424%
Story5	ALTH-ASDO-X	LinDirHis	Max	X	0,000771	1/1298	0,463%
Story5	ALTH-AV18-X	LinDirHis	Max	X	0,000693	1/1443	0,416%
Story4	ALTH-AMNT-X	LinDirHis	Max	X	0,000912	1/1097	0,547%
Story4	ALTH-ASDO-X	LinDirHis	Max	X	0,000996	1/1004	0,598%
Story4	ALTH-AV18-X	LinDirHis	Max	X	0,000923	1/1083	0,554%
Story3	ALTH-AMNT-X	LinDirHis	Max	X	0,001028	1/972	0,617%
Story3	ALTH-ASDO-X	LinDirHis	Max	X	0,001136	1/880	0,682%
Story3	ALTH-AV18-X	LinDirHis	Max	X	0,001076	1/929	0,646%
Story2	ALTH-AMNT-X	LinDirHis	Max	X	0,000891	1/1122	0,535%
Story2	ALTH-ASDO-X	LinDirHis	Max	X	0,001007	1/993	0,604%
Story2	ALTH-AV18-X	LinDirHis	Max	X	0,000955	1/1047	0,573%
Story1	ALTH-AMNT-X	LinDirHis	Max	X	0,000452	1/2214	0,271%
Story1	ALTH-ASDO-X	LinDirHis	Max	X	0,000503	1/1988	0,302%
Story1	ALTH-AV18-X	LinDirHis	Max	X	0,000476	1/2103	0,286%

TABLA XLIV
DERIVAS MÁXIMAS SENTIDO Y NEC-SE-DS 15

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Drift/	Inelastic Drift
Story5	ALTH-AMNT-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000391	1/2555	0,235%
Story5	ALTH-ASDO-Y	LinDirHis	Max	Y	0,00042	1/2381	0,252%
Story5	ALTH-AV18-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000384	1/2605	0,230%
Story4	ALTH-AMNT-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000452	1/2214	0,271%
Story4	ALTH-ASDO-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000474	1/2109	0,284%
Story4	ALTH-AV18-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000438	1/2281	0,263%
Story3	ALTH-AMNT-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000474	1/2110	0,284%
Story3	ALTH-ASDO-Y	LinDirHis	Max	Y	0,00048	1/2082	0,288%
Story3	ALTH-AV18-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000461	1/2170	0,277%
Story2	ALTH-AMNT-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000403	1/2484	0,242%
Story2	ALTH-ASDO-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000394	1/2540	0,236%
Story2	ALTH-AV18-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000392	1/2551	0,235%
Story1	ALTH-AMNT-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000218	1/4580	0,131%
Story1	ALTH-ASDO-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000213	1/4697	0,128%
Story1	ALTH-AV18-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000211	1/4744	0,127%

Tras revisar las tablas generadas de la estructura analizada con la NEC-SE-DS 15, (ver TABLA XLIII y XLIV), se determinó que el registro más crítico es el correspondiente a la estación ASDO en los dos sentidos ya que tiene una deriva máxima en X de 0,682% y una deriva máxima en Y de 0,288%.

TABLA XLV
DERIVAS MÁXIMAS SENTIDO X NEC-SE-DS 24

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Drift/	Inelastic Drift
Story5	ALTH-AMNT-X	LinDirHis	Max	X	0,000692	1/1446	0,381%
Story5	ALTH-ASDO-X	LinDirHis	Max	X	0,000773	1/1293	0,425%
Story5	ALTH-AV18-X	LinDirHis	Max	X	0,000715	1/1398	0,393%
Story4	ALTH-AMNT-X	LinDirHis	Max	X	0,000915	1/1093	0,503%
Story4	ALTH-ASDO-X	LinDirHis	Max	X	0,001008	1/992	0,554%
Story4	ALTH-AV18-X	LinDirHis	Max	X	0,000961	1/1040	0,529%
Story3	ALTH-AMNT-X	LinDirHis	Max	X	0,001075	1/931	0,591%
Story3	ALTH-ASDO-X	LinDirHis	Max	X	0,001146	1/873	0,630%
Story3	ALTH-AV18-X	LinDirHis	Max	X	0,001142	1/876	0,628%
Story2	ALTH-AMNT-X	LinDirHis	Max	X	0,000959	1/1042	0,527%
Story2	ALTH-ASDO-X	LinDirHis	Max	X	0,001045	1/957	0,575%
Story2	ALTH-AV18-X	LinDirHis	Max	X	0,001016	1/984	0,559%
Story1	ALTH-AMNT-X	LinDirHis	Max	X	0,000481	1/2081	0,265%
Story1	ALTH-ASDO-X	LinDirHis	Max	X	0,000532	1/1879	0,293%
Story1	ALTH-AV18-X	LinDirHis	Max	X	0,000506	1/1977	0,278%

TABLA XLVI
DERIVAS MÁXIMAS SENTIDO Y, NEC-SE-DS 24

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Drift/	Inelastic Drift
Story5	ALTH-AMNT-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000413	1/2420	0,227%
Story5	ALTH-ASDO-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000386	1/2588	0,212%
Story5	ALTH-AV18-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000402	1/2489	0,221%
Story4	ALTH-AMNT-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000477	1/2094	0,262%
Story4	ALTH-ASDO-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000437	1/2287	0,240%
Story4	ALTH-AV18-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000462	1/2163	0,254%
Story3	ALTH-AMNT-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000503	1/1990	0,277%
Story3	ALTH-ASDO-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000449	1/2229	0,247%
Story3	ALTH-AV18-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000483	1/2070	0,266%
Story2	ALTH-AMNT-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000428	1/2335	0,235%
Story2	ALTH-ASDO-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000385	1/2598	0,212%
Story2	ALTH-AV18-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000415	1/2409	0,228%
Story1	ALTH-AMNT-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000233	1/4294	0,128%
Story1	ALTH-ASDO-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000211	1/4746	0,116%
Story1	ALTH-AV18-Y	LinDirHis	Max	Y	0,000222	1/4502	0,122%

Luego de revisar las tablas obtenidas para la estructura evaluada con la propuesta NEC-SE-DS 24, (ver TABLA XLV y XLVI), se concluyó que el registro más crítico para el sentido X tiene una deriva máxima de 0,630% correspondiente a la estación ASDO, y para el sentido Y es el registro AMNT debido a que posee una deriva máxima de 0,277%.

Con esta información, se procede a desarrollar el análisis tiempo-historia no lineal, para lo cual se definieron los respectivos casos de carga no lineales. Finalmente, el programa genero los resultados relacionados a la formación de hingses o rótulas plásticas, permitiendo evaluar el desempeño estructural frente al evento sísmico más desfavorable.

C. FASE III

En esta fase final se establecen las comparaciones de las dos versiones de la NEC-SE-DS 15 y la propuesta NEC-SE-DS 24 en la estructura, por lo cual se determinaron los siguientes resultados.

1) Espectros NEC

Estos espectros se generaron a partir de los datos obtenidos (ver TABLA XXIX) para cada norma, NEC-SE-DS 15 y la propuesta NEC-SE-DS 24 para un suelo tipo D. (Ver Fig. 43).

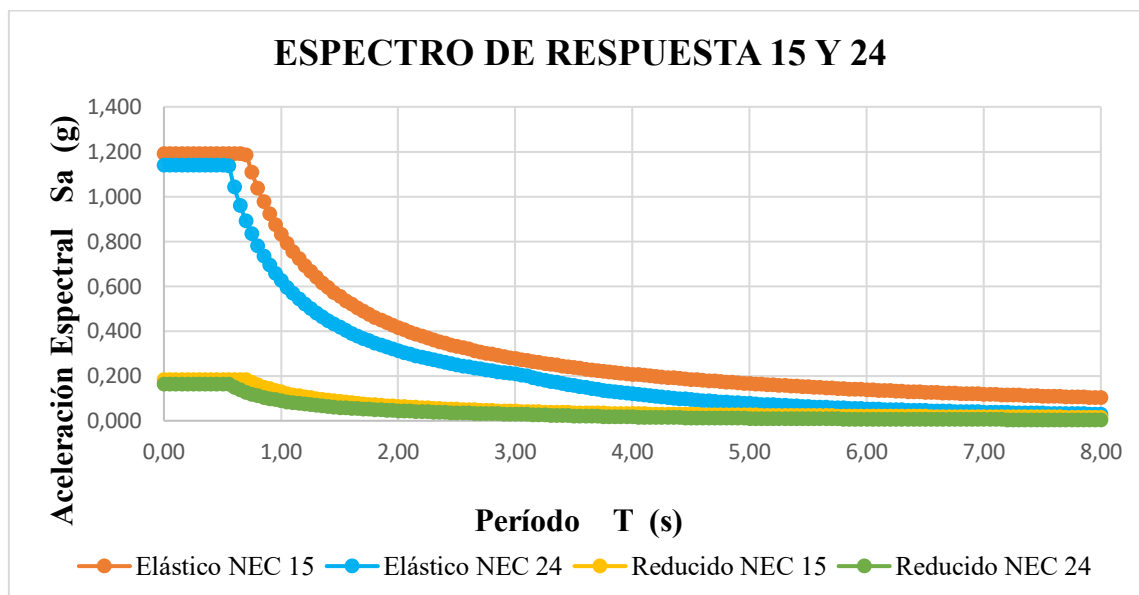


Fig. 43. Espectros de respuesta NEC-SE-DS 15 y propuesta NEC-SE-DS 24.

En la Fig. 43 se compara los espectros elásticos y reducidos de NEC-SE-DS 15 y la propuesta NEC-SE-DS 24 en función del período y aceleración espectral. En la cual se visualiza que NEC-SE-DS 15 mantiene valores de aceleración espectral ($S_a=1,190$ g) mayores que NEC-SE-DS 24 ($S_a=1,140$ g) a lo largo de todos los períodos, lo que implica mayor demanda sísmica y por ende mayor cortante basal para una misma estructura. En períodos cortos zona de meseta, la diferencia es moderada pero constante. En períodos intermedios NEC-SE-DS 24 decae más rápida, reduciendo la demanda respecto a NEC-SE-DS 15. Para los espectros reducidos, al incluir el factor R en NEC-SE-DS 15 ($R=8$) y en la propuesta NEC-SE-DS 24 ($R=7$), las aceleraciones disminuyen significativamente, por lo que NEC-SE-DS 15 sigue siendo más

exigente en diseño, esto se debe a los cambios en la propuesta NEC-SE-DS 24 especialmente en los coeficientes de amplificación del suelo y la zona sísmica (Ver TABLA XXIX).

Por lo tanto, para un mismo período, el uso de NEC-SE-DS 15 tiende a conducir a acciones sísmicas de diseño más altas, mientras que NEC-SE-DS 24 resulto en una reducción de la demanda para esta estructura analizada.

2) *Pushover*

Para establecer los valores del espectro elástico en formato ADRS (espectro de respuesta aceleración-desplazamiento), se utilizó la ecuación (25) para transformar los espectros calculados inicialmente en términos de aceleración espectral (S_a)- período (T). Los valores obtenidos se visualizan en el Anexo 5.3 y 5.4. A continuación se determina el cálculo típico:

Para los valores del período seudoespectral ($T=0,05s$) y la aceleración seudoespectral ($S_a=1,190g$) generados en el espectro de respuesta elástico según NEC-SE-DS 15 se presenta el siguiente valor de desplazamiento seudoespectral (S_d):

$$S_d = \frac{0,05^2}{4\pi^2} * 1,190 * 9,81$$

$$S_d = 0,000740 \text{ m} = 0,740 \text{ mm}$$

Para los valores del período seudoespectral ($T=0,05s$) y la aceleración seudoespectral ($S_a=1,140g$) generados en el espectro de respuesta elástico según NEC-SE-DS 24 se presenta el siguiente valor de desplazamiento seudoespectral (S_d):

$$S_d = \frac{0,05^2}{4\pi^2} * 1,140 * 9,81$$

$$S_d = 0,000708 \text{ m} = 0,708 \text{ mm}$$

A partir de los resultados generados en el análisis pushover se pudo establecer las siguientes graficas de la curva de capacidad en las cuales esta sectorizado cada nivel de desempeño, estas curvas de capacidad fueron generadas por el software y sus valores se pueden revisar en el Anexo 7. De esta forma de izquierda a derecha se describen los límites y sus respectivos colores: totalmente ocupacional (gris), operacional (naranja), seguridad de vida (negro), pre-colapso (azul), colapso(celeste).

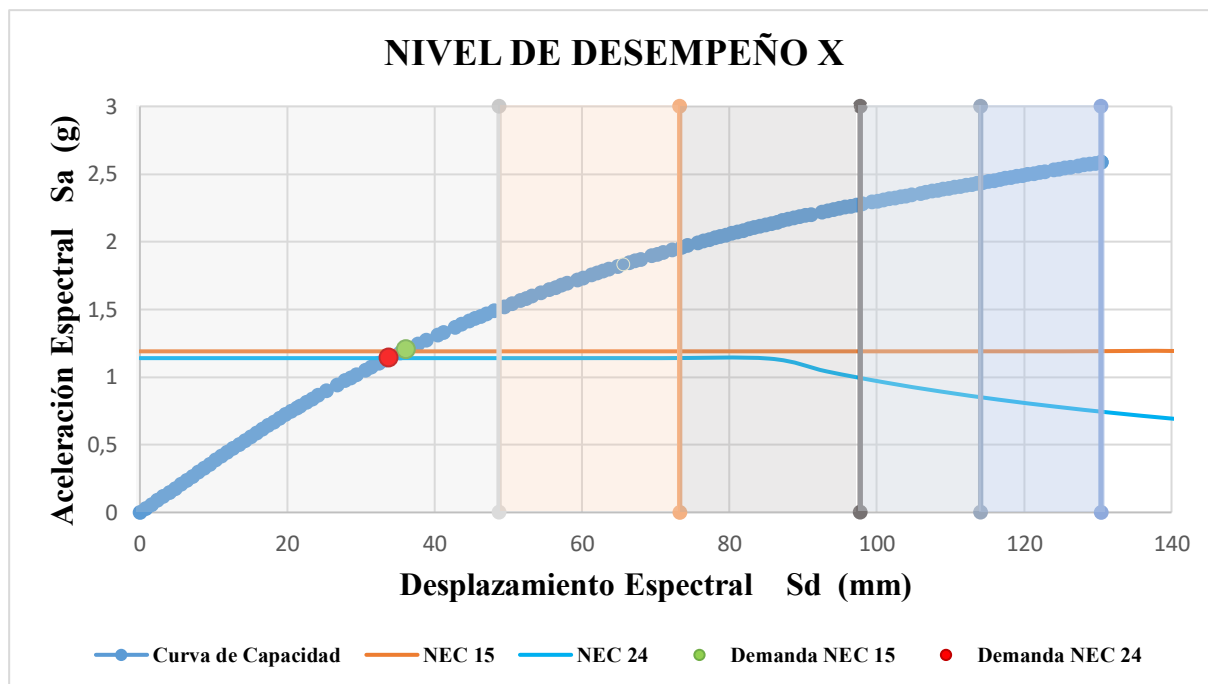


Fig. 44. Curva de capacidad análisis estático no lineal X.

En la curva de capacidad en el sentido positivo de X (ver Fig. 44) el punto de demanda se ubica en $S_d = 36,12$ mm y $S_a = 1,19$ g para la NEC-SE-DS 15 y el punto de demanda para la NEC-SE-DS 24 se localiza en $S_d = 33,78$ mm y $S_a = 1,14$ g. A partir de estos valores se puede apreciar que los puntos de demanda de la estructura en el sentido positivo X son similares teniendo una variación de 2,34 mm en S_d y 0,05 g en S_a .

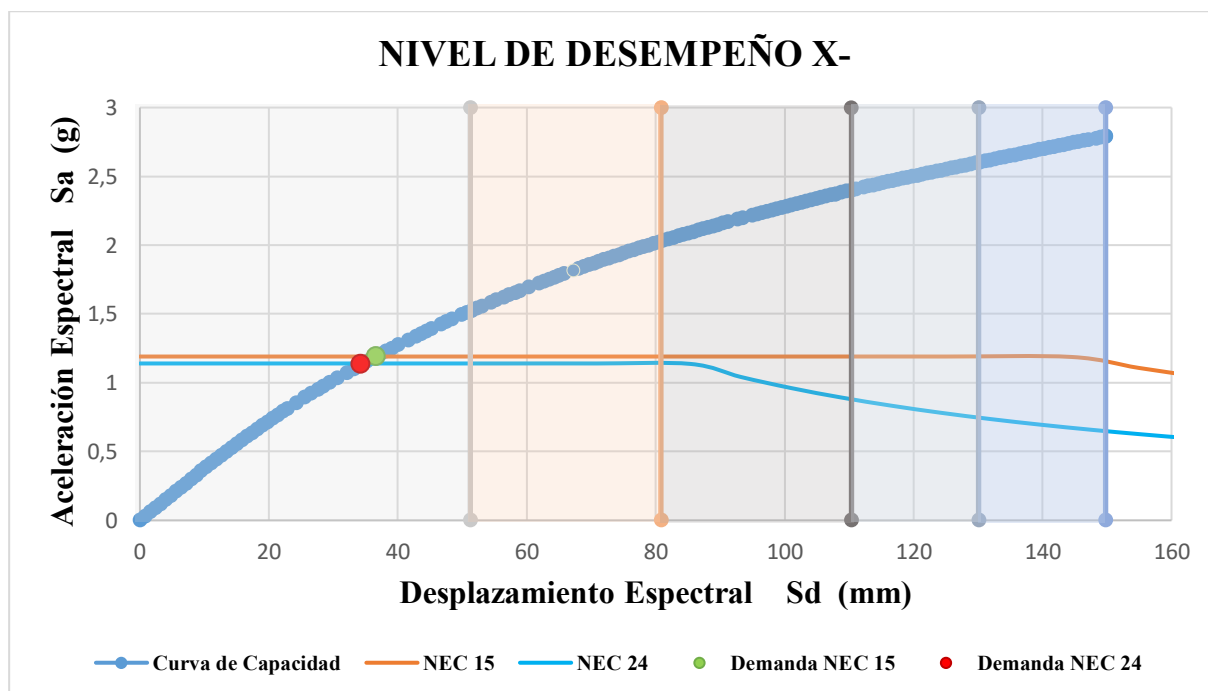


Fig. 45. Curva de capacidad análisis no lineal X-.

En la curva de capacidad en el sentido negativo de X (ver Fig. 45) el punto de demanda se ubica en $S_d = 36,66$ mm y $S_a = 1,19$ g para la NEC-SE-DS 15, y el punto de demanda para la NEC-SE-DS 24 se localiza en $S_d = 34,29$ mm y $S_a = 1,14$ g. A partir de estos valores se puede apreciar que los puntos de demanda de la estructura en el sentido negativo de X son similares teniendo una variación de 2,37 mm en S_d y 0,05 g en S_a .

En las gráficas referentes a la curva de capacidad se establece que en el sentido positivo de X (ver Fig. 44) y el sentido negativo de X (ver Fig. 45) no tienen variaciones considerables por lo cual el desempeño de la estructura en ambas normas es similar por lo tanto se determinó que la estructura se encuentra en el estado totalmente operacional.

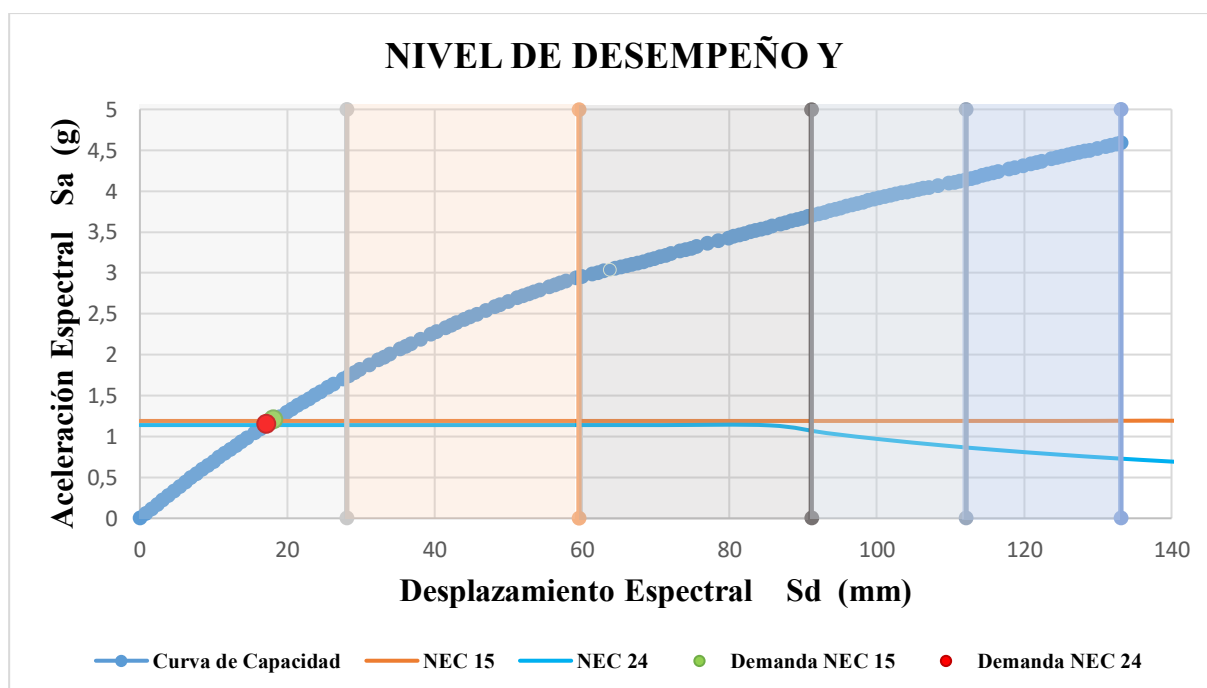


Fig. 46. Curva de capacidad análisis no lineal Y.

En la curva de capacidad en el sentido positivo de Y (ver Fig. 46) el punto de demanda se ubica en $S_d = 18,15$ mm y $S_a = 1,19$ g para la NEC-SE-DS 15, y el punto de demanda para la NEC-SE-DS 24 se localiza en $S_d = 17,16$ mm y $S_a = 1,14$ g. A partir de estos valores se puede apreciar que los puntos de demanda de la estructura en el sentido positivo de Y son similares teniendo una variación de 0,99 mm en S_d y 0,05 g en S_a .

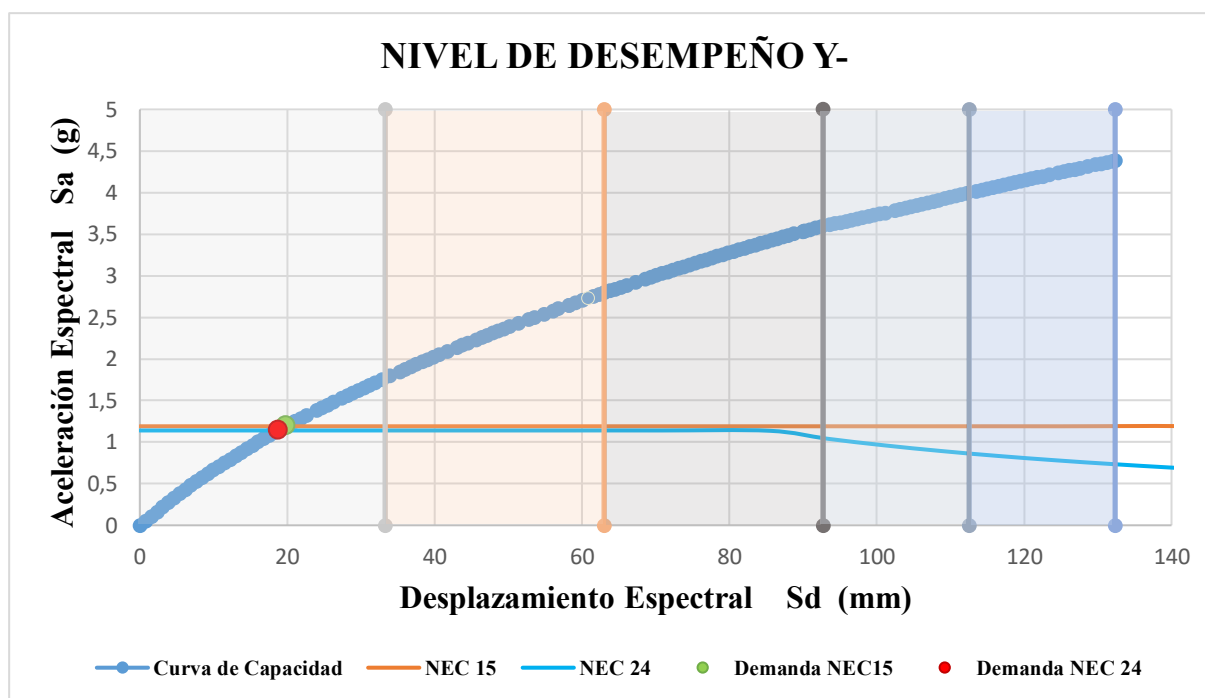


Fig. 47. Curva de capacidad análisis no lineal Y-.

En la curva de capacidad en el sentido negativo de Y (ver Fig. 47) el punto de demanda se ubica en $S_d = 19,80$ mm y $S_a = 1,19$ g para la NEC-SE-DS 15, y el punto de demanda para la NEC-SE-DS 24 se localiza en $S_d = 18,73$ mm y $S_a = 1,14$ g. A partir de estos valores se puede apreciar que los puntos de demanda de la estructura en el sentido negativo de Y son similares teniendo una variación de 1,07 mm en S_d y 0,05 g en S_a . A partir de las gráficas visualizadas se concluye que en ambos sentidos tiene un desempeño similar, aunque tiene más variación los sentidos en X.

Al comparar las cuatro gráficas en formato ADRS (Aceleración seudoespectral-Desplazamiento seudoespectral) se evidencia el comportamiento de la capacidad en una respuesta inicial rígida esto debido a la aplicación de muros en la estructura, y luego una transición a régimen no lineal donde pierde rigidez, típica de la formación de rótulas plásticas a medida que aumentan los desplazamientos espectrales.

En los diferentes sentidos, el punto de desempeño está dentro del rango definido como Totalmente Operacional. Esto indica que, la estructura alcanza el equilibrio capacidad-demanda con deformaciones relativamente bajas, por lo que se espera daño nulo o leve, buena continuidad de servicio y un margen considerable antes de alcanzar los límites de desempeño más severos.

Al comparar el espectro NEC-SE-DS 15 presenta una demanda un poco mayor, mientras que NEC-SE-DS 24 decrece de forma gradual, sin embargo, en el rango donde ocurre la interacción con la capacidad, ambos espectros permiten que el desempeño se mantenga en un

nivel favorable para la estructura. En general, los resultados sugieren una estructura con buen margen de seguridad y control de desplazamientos frente a las demandas establecidas.

3) Rótulas Plásticas

a) Análisis Pushover

Los resultados obtenidos para las rótulas plásticas a partir del análisis pushover se presentan a continuación. En esta sección se describe el desempeño global de la estructura conforme avanza la carga lateral, identificando la secuencia de formación de rótulas, su ubicación en los elementos y el nivel de demanda alcanzado. Asimismo, se detallan los estados de desempeño observados, con el fin de evaluar si la respuesta estructural se mantiene dentro de rangos aceptables y determinar los puntos críticos que controlan el comportamiento inelástico del sistema estructural.

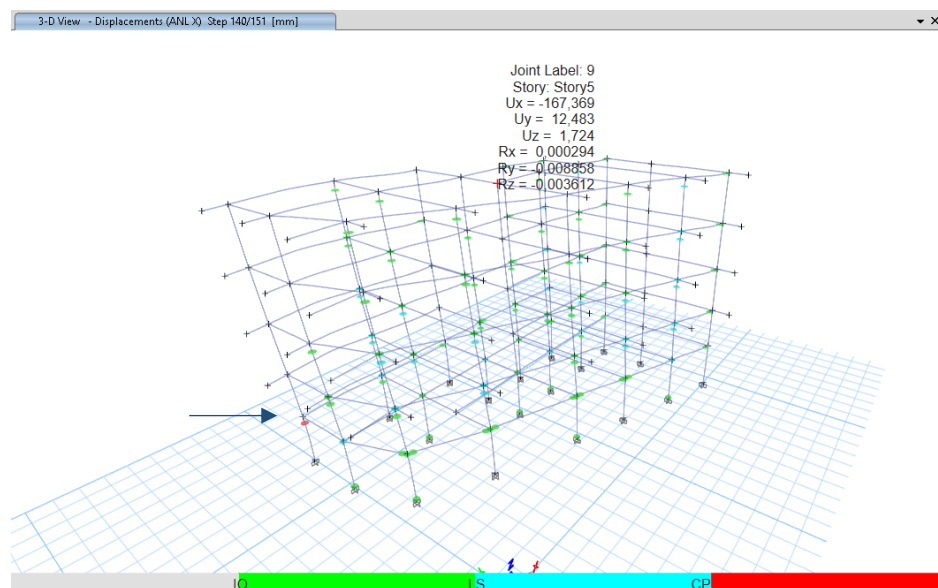


Fig. 48. Rótulas Pushover Sentido X.

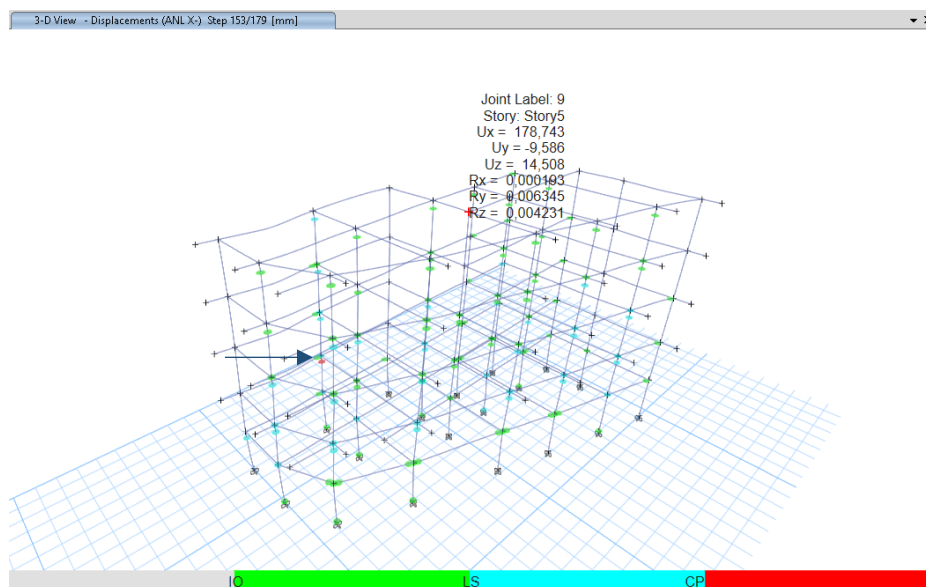


Fig. 49. Rótulas Pushover Sentido X-.

Al revisar el comportamiento global de la estructura en la Fig. 48 y 49 se visualiza la deformación total de la edificación para el caso Análisis No Lineal (ANL) pushover. En el sentido X (Fig. 48) en el paso 140 se registra un desplazamiento máximo de 16,74cm, con formación de rótulas plásticas en la mayor parte de los pisos siendo estas: verde (ocupación inmediata), celeste (seguridad de vida) y se presenta en este paso la primera rótula en rojo (prevención de colapso) en la rótula del primer piso. A comparación del sentido negativo en X (Fig. 49) en el cual en el paso 153 se registra un desplazamiento de 17,87 cm con la primera rótula plástica en rojo, ubicada en el segundo piso. Esta comparación establece que el sentido negativo de X se desplaza más por lo cual se crean mayores pasos, y se empieza a general deformaciones inelásticas muy altas, con daño severo.

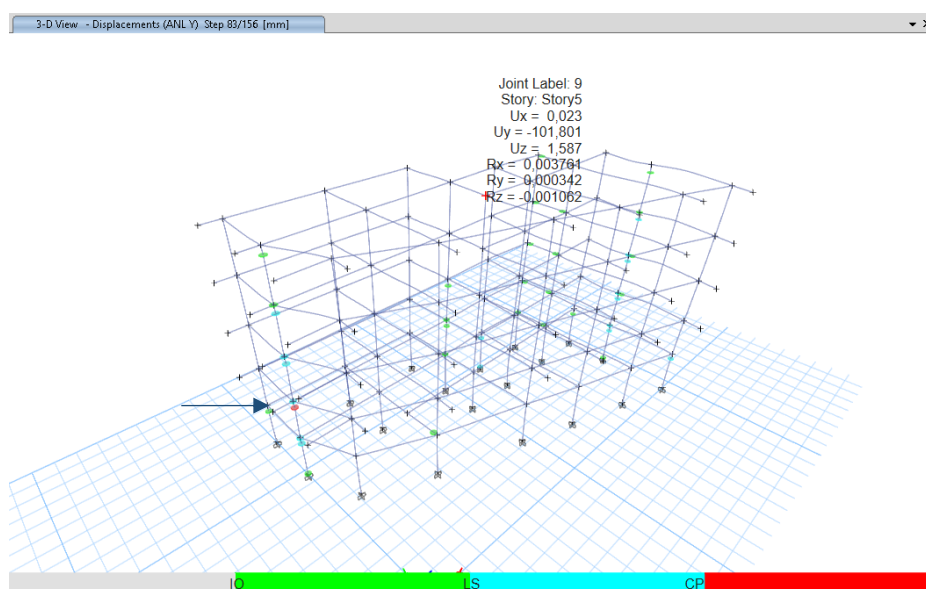


Fig. 50. Rótulas Pushover Sentido Y.

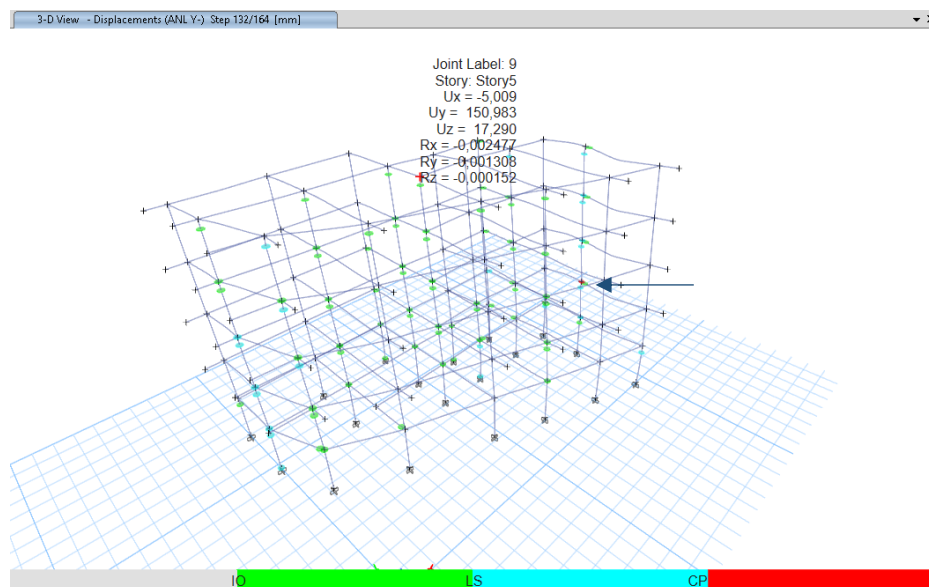


Fig. 51. Rótulas Pushover Sentido Y-.

Al igual que en la comparación anterior se verifica el comportamiento global de la estructura en la Fig. 50 y 51 donde se visualiza la deformación total de la edificación para el caso Análisis No Lineal (ANL) pushover. En el sentido Y (Fig. 50) en el paso 83 se registra un desplazamiento máximo de 10,18 cm, con formación de rótulas plásticas en la mayor parte de los pisos presentando en este paso la primera rótula en rojo (prevención de colapso) en la rótula del segundo piso. A comparación del sentido negativo en Y (Fig. 51) en el cual en el paso 132 se registra un desplazamiento de 15,10 cm con la primera rótula plástica en rojo, ubicada en el segundo piso. Esta comparación establece que el sentido negativo de Y se desplaza más por lo cual se crean mayores pasos, y se empieza a generar un daño irreversible en la estructura.

En general se establece que se presentan rótulas plásticas de prevención de colapso en distintos lugares para cada sentido lo cual establece que la estructura se comporta de manera irregular esto no significa que ya colapso, pero sí que está muy cerca del límite para evitar el daño total de la estructura, ya que, si aparecen más demandas o fallas, el riesgo de colapso aumenta.

b) Análisis Tiempo-Historia

Con el análisis tiempo historia se pudo determinar el comportamiento de las rótulas plásticas en cada sentido utilizando el acelerograma ASDO para los dos sentidos de la NEC-SE-DS 15, en cambio para la propuesta NEC-SE-DS 24 se utilizó un acelerograma diferente para cada sentido, de esta manera ASDO se usó para el sentido X y AMNT en el sentido Y.

Al verificar todas las rótulas se seleccionó las que presentan mayores desplazamientos, lo cual se pudo determinar a partir de las derivas máximas las cuales se encontraban en el tercer

piso para las rótulas de la NEC-SE-DS 15, a partir de este dato se buscó la viga y columna más crítica, a partir de ello se realizó las siguientes comparaciones.

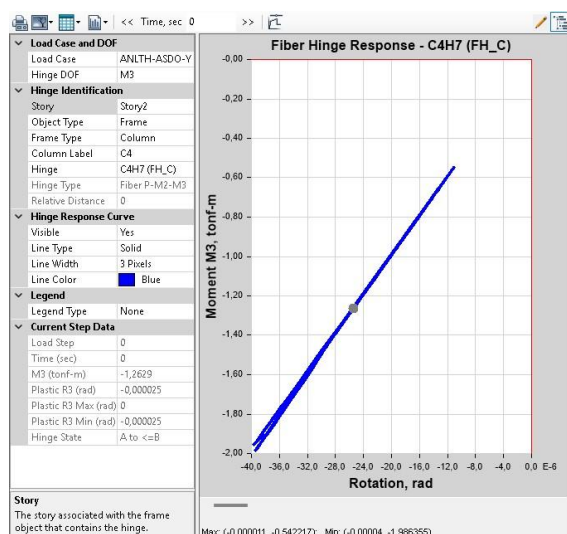


Fig. 52. Rótula Columna C4 Norte NEC-SE-DS 15.

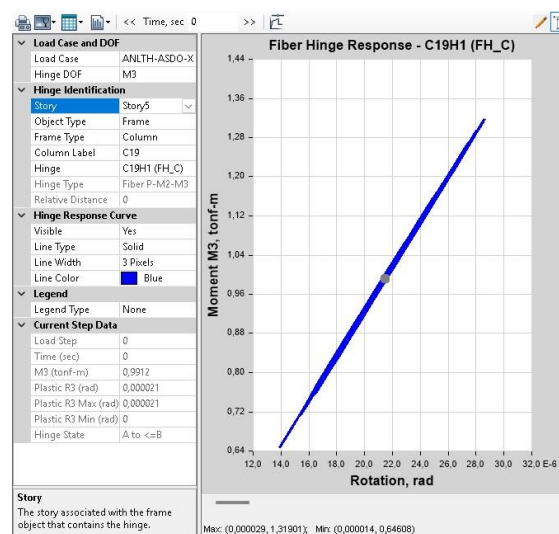


Fig. 54. Rótula Columna C19 Este NEC-SE-DS 15.

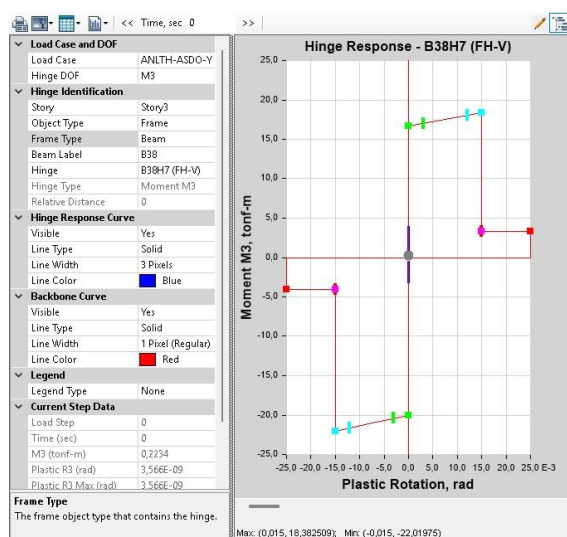


Fig. 53. Rótula Viga B38 Este NEC-SE-DS 15.

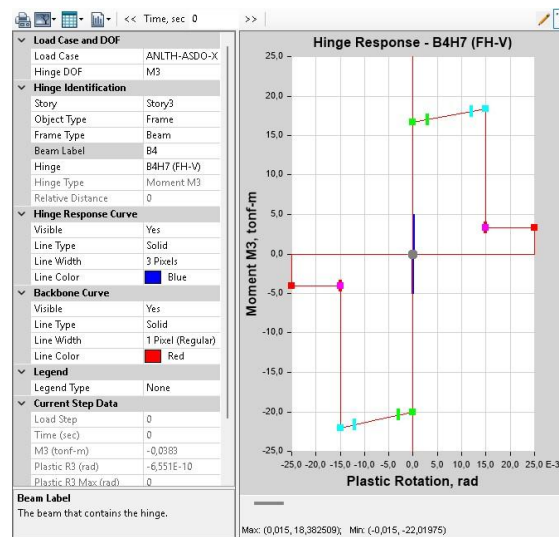


Fig. 55. Rótula Viga B4 Este NEC-SE-DS 15.

Al comparar las rótulas plásticas de la NEC-SE-DS 15 en ambos sentidos a partir de las gráficas (Fig. 52-Fig. 55), se observó que no presentan desplazamientos significativos. En términos generales, su respuesta se mantiene dentro del rango elástico, sin indicios de incursión en el comportamiento inelástico. Esto se refleja en un movimiento predominantemente lineal teniendo en consideración que las columnas empiezan a formar oscilaciones en su movimiento, y las vigas se mantienen en el tramo AB, lo que sugiere que, para las condiciones evaluadas, la demanda no genera deformaciones plásticas relevantes en los elementos analizados.

De manera similar, se efectuó la comparación con el modelo elaborado bajo la propuesta NEC-SE-DS 24. Los resultados coinciden con lo evidenciado en la NEC-SE-DS15, ya que las derivas máximas se ubican en el tercer nivel. A partir de esta observación, se identificaron y

seleccionaron las rótulas con respuestas más representativas, es decir, aquellas con mayores demandas, con el fin de analizar con mayor detalle su comportamiento y verificar si existen variaciones relevantes.

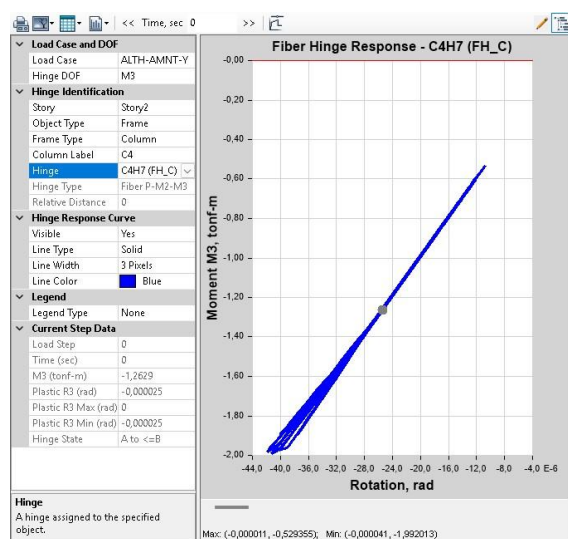


Fig. 56. Rótula Columna C4 Norte NEC-SE-DS 24.

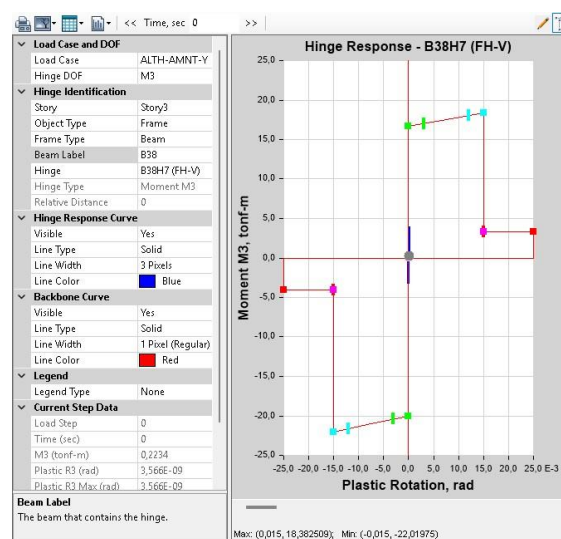


Fig. 57. Rótula Viga B38 Norte NEC-SE-DS 24.

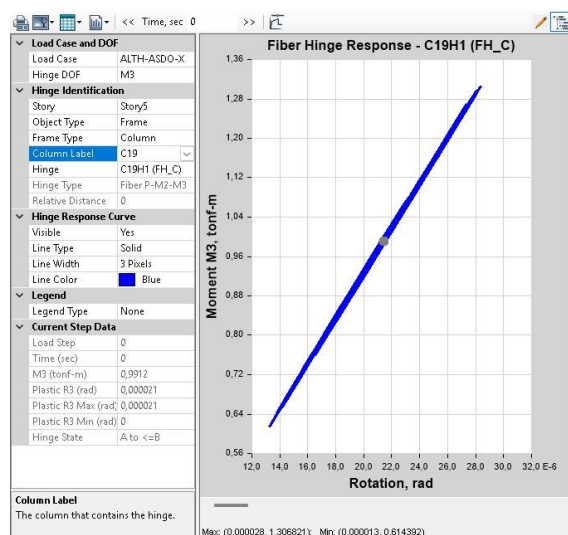


Fig. 58. Rótula Columna C19 Este NEC-SE-DS 24.

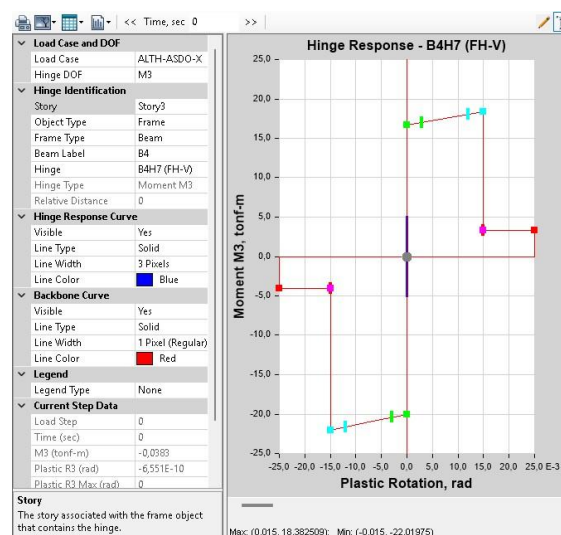


Fig. 59. Rótula Viga B4 Este NEC-SE-DS 24.

De igual forma al analizar las rótulas plásticas de la propuesta NEC-SE-DS 24 (Fig. 56-Fig. 59) en ambos sentidos se determinó que la columna C4 tiene mayores oscilaciones por lo cual se considera que este elemento está empezando a recurrir a una zona plástica dejando el comportamiento inicialmente lineal por lo cual existe una pequeña variación con lo analizado en la NEC-SE-DS 15 en cuanto a las columnas, de la misma manera se analiza las vigas y se determinó que siguen desarrollándose de forma lineal en el trama AB.

Por lo cual se pudo establecer que el punto A de las rótulas plásticas fue el más exigido y llegó a fluencia, pero el edificio como conjunto no tuvo derivas grandes, así que la plastificación es local y de baja demanda global. Por lo cual, las rótulas de la estructura analizadas se

encuentran en el tramo AB correspondiente a la respuesta elástica, en la cual la deformación es lineal y ocurre en el elemento del marco, no en la rótula.

A partir de los registros sísmicos aplicados, se observa que la estructura no se aproxima a su capacidad última y mantiene un margen de seguridad estable de las rótulas en los diferentes elementos.

Finalmente, tras completar los distintos análisis de la estructura de la residencia Vargas, se concluyó que no se evidencian diferencias significativas entre la NEC-SE-DS 15 y la propuesta NEC-SE-DS 24. Si bien ambas normas emplean espectros de respuesta distintos, al evaluar el desempeño estructural con cada una se obtuvieron resultados muy similares. Esto se comprobó mediante el análisis modal espectral, el análisis pushover y el análisis tiempo-historia. En consecuencia, aunque la propuesta NEC-SE-DS 24 busca ser más exigente, para esta estructura en particular los resultados fueron similares a los obtenidos con la NEC-SE-DS 15.

II. VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS

A. HIPÓTESIS

Mediante el análisis dinámico no lineal este edificio satisface los estándares de seguridad exigidos por la normativa pertinente (NEC 2024).

B. VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS

A partir de los resultados obtenidos en los análisis estructurales realizados, se concluyó que la hipótesis planteada no se cumple. Esto se debe a que la edificación fue diseñada con elementos estructurales, como vigas y columnas, cuyas secciones eran demasiado pequeñas y no cumplían con los requisitos establecidos en la normativa vigente NEC-SE-DS 15 y lo mismo con la propuesta NEC-SE-DS 24. Esta insuficiencia estructural plantea serios riesgos para la estabilidad y seguridad convirtiéndola en un edificio muy vulnerable sísmicamente.

Como resultado de este análisis, fue necesario realizar modificaciones en las secciones diseñadas y construidas. Se llevaron a cabo ajustes en las dimensiones de vigas y columnas para garantizar un equilibrio adecuado de la estructura. Estas modificaciones son esenciales para cumplir con las especificaciones técnicas y permitir la realización de los análisis estructurales pertinentes, asegurando así la integridad y durabilidad del edificio a largo plazo.

Por tal motivo se determinó mediante el análisis dinámico modal espectral que esta edificación con las secciones actuales no satisface los estándares de seguridad exigidos por la normativa pertinente, ya que tal como estaba diseñada no es capaz de resistir adecuadamente los efectos de cargas dinámicas, como terremotos, lo que incrementa el riesgo de fallos estructurales durante eventos sísmicos.

CAPÍTULO IV.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

I. CONCLUSIONES

- Se determinó que la resistencia del hormigón es considerablemente alta, según los resultados del ensayo con esclerómetro, con valores de 280 kg/cm² en losas, 285 kg/cm² en columnas, 283 kg/cm² en vigas y 272 kg/cm² en gradas, por lo cual se pudo establecer que todos los elementos tienen una resistencia aproximada de 280 kg/cm². La resistencia del suelo, medida mediante el ensayo SPT se registró en 2,20 kg/cm². Además, mediante el uso del escáner, se verificó que las columnas tienen secciones de 40x40 cm con varillas de aceros de 20 y 18 mm, mientras que las vigas presentan secciones de 25x25cm con aceros de 18 y 16mm. Estos resultados permitieron evaluar el estado actual de los hormigones, el acero utilizado en los diferentes elementos estructurales y la resistencia del suelo, cumpliendo con el objetivo de analizar la calidad de los materiales y la seguridad estructural.
- Los análisis realizados mostraron que, al modificar las secciones de la edificación a vigas con secciones 30x40cm, columnas con secciones 50x50cm y agregar 3 muros estructurales se logró una mejora significativa en su comportamiento sísmico, reduciendo tanto los desplazamientos como las derivas de cada uno de los pisos, por lo cual a partir de los registros sísmicos utilizados AMNT, ASDO y AV18 se pudo determinar que la estructura se comporta de manera adecuada, en un rango elástico siendo el acelerograma más crítico ASDO para la NEC-SE-DS 15, teniendo una deriva máxima en X de 0,682% y en Y de 0,288% , en cambio para la propuesta NEC-SE-DS 24 el acelerograma más crítico fue ASDO para el sentido X con una deriva máxima de 0,630% y AMNT en el sentido Y con una deriva máxima de 0,277%.
- Al analizar las modificaciones y actualizaciones en la propuesta de la norma ecuatoriana de la construcción 2024, se observó que los cambios en los espectros de respuesta reducen las condiciones sísmicas de diseño a comparación de la NEC-SE-DS 15, por lo cual la estructura residencia Vargas tiene un comportamiento totalmente operacional dentro de los límites de desempeño, y las rótulas plásticas de la estructura se desarrollan con un comportamiento lineal estableciendo que para las condiciones evaluadas la demanda no genera deformaciones plásticas relevantes en los elementos analizados como viga y columna.

II. RECOMENDACIONES

- Es indispensable que el modelo estructural utilizado en los análisis represente con la mayor fidelidad posible las características geométricas de la edificación, esto implica definir adecuadamente las propiedades del concreto, del acero y las dimensiones de las secciones de cada elemento estructural. Un modelado preciso permite obtener resultados más confiables respecto al desempeño estructural, especialmente ante cargas sísmicas, y facilita la identificación de posibles zonas críticas o de falla.
- Es importante seleccionar acelerogramas registrados en eventos sísmicos reales que reflejen de manera adecuada las condiciones sismotectónicas del país o región de estudio teniendo en cuenta que estos acelerogramas sean compatibles con el espectro elástico de diseño, ya que el uso de registros apropiados mejora la representatividad de la evaluación sísmica y permite obtener una estimación más certera de las demandas que la estructura experimentaría durante un sismo severo.
- Para mejorar la respuesta estructural es recomendable incrementar las dimensiones de los elementos principales, como vigas y columnas, especialmente en zonas donde las demandas sísmicas son elevadas. El aumento de las secciones contribuye a una mayor rigidez y capacidad de resistencia, permitiendo una mejor distribución de esfuerzos y reduciendo la probabilidad de daño significativo durante un evento sísmico, además, esta estrategia incrementa la ductilidad y la estabilidad del sistema estructural, obteniendo un comportamiento más seguro y controlado ante movimientos sísmicos de gran intensidad.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] J. L. Rojas González, M. García González, y L. B. Villalobos, «Cumaná, cuna de proyectos para la mitigación de vulnerabilidad sísmica», *Saber: revista científica del Consejo de Investigación de la Universidad de Oriente*, jun. 2016, Accedido: 18 de septiembre de 2024. [En línea]. Disponible en: http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1315-01622016000200001&lng=es&nrm=iso&tlng=es
- [2] F. Cunalata y P. Caiza, «Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador», *Revista Politécnica*, vol. 50, n.o 1, pp. 55-64, 2022, doi: 10.33333/rp.vol50n1.06.
- [3] R. Aguiar, «Peligrosidad sísmica de la costa norte de Ecuador y el terremoto de Pedernales de 2016», *Revista Geofísica*, n.o 67, pp. 9-24, 2017.
- [4] N. B. Yanchapanta Gómez y M. S. Delgado Yáñez, «Reporte preliminar de daños de 58 estructuras en Manta producidos por el sismo 16-A», *Revista Científica de Arquitectura y Urbanismo*, vol. 13, n.o 18, pp. 109-115, 2021, [En línea]. Disponible en: <https://192.188.51.52/index.php/eidos/article/view/993>
- [5] M. E. Rodriguez, «Normativas De Diseño Sismorresistente De Estructuras, Enseñanzas De Terremotos Y De Resultados Experimentales», *Revista de Ingeniería Sísmica*, vol. 44, n.o 110, pp. 19-44, 2023, doi: 10.18867/ris.110.611.
- [6] P. J. Quispe Cartolin, «Comparación Entre Análisis Dinámico Tiempo-Historia En Sismos Frecuentes Y Análisis Espectral Para Un Edificio De Vivienda De 14 Pisos», p. 38, 2021.
- [7] R. Herrera, M. Saba, E. Mendoza, y R. Ugel, «Vulnerabilidad Sísmica de un Edificio Aporticado de Concreto Armado de Cinco Niveles, con Irregularidad en Planta y Variaciones en el Diafragma de Piso», *Saber: revista científica del Consejo de Investigación de la Universidad de Oriente*, jun. 2016, Accedido: 18 de septiembre de 2024. [En línea]. Disponible en: http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1315-01622016000200013&lng=es&nrm=iso&tlng=es
- [8] D. E. Pérez Silva, «Diseño Por Desempeño De Un Edificio De Hormigón Armado Utilizando El Método De Análisis Tiempo-Historia», 2017.
- [9] D. Candebat-Sánchez, Y. Berenguer-Heredia, O. F. Gonzalez-Matos, y M. Leyva-Arias, «Strong ground motion simulation by using signals from moderate earthquakes in the Oriente fault zone», *Minería y Geología*, vol. 37, n.o 3, pp. 253-273, 2021.
- [10] R. I. Herrera González, A. A. Ramírez Pírela, y R. D. Ugel Garrido, «Estudio de la Respuesta Sísmica y Daño Global de Dos Edificios Irregulares de Concreto Armado», *Saber: revista científica del Consejo de Investigación de la Universidad de Oriente*, jun. 2016, Accedido: 18 de septiembre de 2024. [En

línea]. Disponible en:
http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1315-01622016000200011&lng=es&nrm=iso&tlng=es

- [11] L. M. Buendía Sánchez y E. Reinoso Angulo, «Análisis De Los Daños En Viviendas Y Edificios Comerciales Durante La Ocurrencia Del Sismo Del 19 De Septiembre De 2017», *Revista de Ingeniería Sísmica*, n.o 101, pp. 19-35, 2019, doi: 10.18867/ris.101.508.
- [12] A. O. Hernández, «Socioeconomic possible impact for a moderate magnitude seism. Application to San Cristóbal City, Western Cuba», *Investigaciones Geograficas*, n.o 102, 2020, doi: 10.14350/rig.59839.
- [13] O. Cervera, Á. Lorrén, y Á. Ruiz, «Seismic Vulnerability Index Method Using the Geographic Information System, An Application on an Urban Scale», *Revista Politécnica*, vol. 52, n.o 1, pp. 95-103, 2023, doi: 10.33333/rp.vol52n1.10.
- [14] D. A. Hidalgo-Leiva, «30 años después, ¿Qué aprendimos con el terremoto de Limón 1991 en el diseño de edificios y viviendas?», *Revista Geologica de America Central*, vol. 65, pp. 1-13, 2021, doi: 10.15517/rgac.v0i65.46877.
- [15] J. A. Guzmán Ventura, F. Williams Linera, G. Riquer Trujillo, y R. Leyva Soberanis, «Fallas de licuación de suelos inducidas por el sismo del 7 de septiembre de 2017 en la Ciudad de Coatzacoalcos, Ver.», *Revista de Ingeniería Sísmica*, vol. 106, n.o 102, pp. 82-106, 2020, doi: 10.18867/ris.102.526.
- [16] O. L. Cervera Timaná, Á. A. Lorrén Palomino, Á. A. Ruiz Pico, C. Oscar, L. Ángel, y R. Ángel, «Método del Índice de Vulnerabilidad Sísmica Usando el Sistema de Información Geográfica, Una Aplicación a Escala Urbana», *Revista Politécnica*, vol. 52, n.o 1, pp. 95-103, ago. 2023, doi: 10.33333/rp.vol52n1.10.
- [17] S. Heredia y J. Quilligana, «Análisis comparativo del diseño estructural de un edificio de mediana altura de hormigón armado utilizando la NEC-SE-DS, 2015 y la propuesta de actualización NEC-SE-DS, 2024», Universidad Politécnica Salesiana sede Quito, Quito, 2025.
- [18] J. Pichucho, «Análisis y comparación de la NEC-SE-DS-2015 con borrador de NEC-SE-DS-2024 edificación implantada en Tulcán», Escuela Politécnica Nacional, Quito, 2025.
- [19] P. Velata, «Análisis y comparación de la NEC-SE-DS-2015 con borrador de NEC-SE-DS-2024 edificación implantada en Quito», Escuela Politécnica Nacional, Quito, 2025.
- [20] J. I. Cesar Morocho-Orellana, P. Javier Cornejo-Reyes III, y Á. I. Patricio Mena-Reinoso, «Vulnerabilidad sísmica en edificaciones educativas ecuatorianas evaluadas mediante modelos matemáticos de análisis dinámico», *Ciencias Técnicas y Aplicadas Artículo de Revisión*, vol. 7, pp. 2073-2092, 2022, doi: 10.23857/pc.v7i4.3937.
- [21] INEN, «Hormigón Endurecido. Determinación Del Número De Rebote. Método De Ensayo», Quito, 2016.

- [22] BSI, «Testing concrete — Part 204: Recommendations on the use of electromagnetic covermeters», 1988.
- [23] ASTM, «Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils», ASTM International, West Conshohocken, PA, dic. 2018. doi: 10.1520/D1586_D1586M-18E01.
- [24] NEC, «Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-DS)», Quito, 2015.
- [25] NEC, «Propuesta Peligro Sísmico y Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-DS)», 2024.
- [26] ACI, «Building Code for Structural Concrete-Code Requirements and Commentary (ACI code-318-25)», American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2025.
- [27] NEC, «Cargas (No Sísmicas) (NEC-SE-CG)», Quito, 2015.
- [28] V. Pichucho, «Análisis Sísmico Comparativo por el Método Modal Espectral y Tiempo-Historia de un Edificio de Hormigón Armado en Manta», Universidad Politécnica Salesiana, Guayaquil, 2024.
- [29] CSI, «Concrete Frame Design Manual», 2016. [En línea]. Disponible en: <http://www.csiamerica.com/>
- [30] A. K. Chopra, *Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering Fourth Edition*, 4.a ed. Harlow, Essex: Pearson Education Limited (Prentice Hall), 2014.
- [31] FEMA, «Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440», Washington, D.C., 2005.
- [32] R. Calcina, «Evaluación del Desempeño Sísmico de un Edificio de once pisos utilizando Análisis Estático y Dinámico No-Lineal», Universidad Privada de Tacna, Tacna, 2017.
- [33] CSI, «CSi Analysis Reference Manual», Berkeley, California, USA, jun. 2016. [En línea]. Disponible en: www.csiamerica.com
- [34] A. Aronés y C. Sotelo, «Elección del modelo matemático de comportamiento no-lineal del elemento estructural viga-columna para el análisis sísmico de un pórtico de concreto armado», Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC), Lima, 2022. [En línea]. Disponible en: <http://hdl.handle.net/10757/659997>
- [35] Instituto de la Construcción, «Objetivos de Desempeño Sísmico para Edificaciones en América Latina y el Caribe», Panamá, ago. 2019.
- [36] J. Grasia, «Evaluación y Comparación del Desempeño Sísmico de 3 Edificaciones Duales de Concreto Armado de Diferentes Alturas», Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 2019.
- [37] J. Sarango, «Comparación de la Respuesta Dinámica de Estructuras Aporticadas de Hormigón Armado utilizando los Métodos Modal Espectral (NEC 2015) y

Tiempo Historia de Aceleraciones (Pedernales 2016)», Universidad Politécnica Salesiana Sede Quito, Quito, 2020.

- [38] International Code Council, *International Building Code (2018)*, 2018.a ed. International Code Council, 2017. [En línea]. Disponible en: www.iccsafe.org/codebonus.
- [39] NEC, «Estructuras de Hormigón Armado (NEC-SE-HM)», Quito, 2015.

ANEXOS

Anexo 1:

Ensayo

Esclerómetro

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN EN FUNCIÓN DE LA DUREZA AL CHOQUE

NORMA : NTE INEN 3121/ASTM C-805

Se realizaron 25 puntos de ensayo, los cuales se presentan a continuación.

COLUMNAS (Inclinación Esclerómetro 0°)

PISO 1			
Columna Esquinera		Columna Central	
Número de Golpes	Resultado	Número de Golpes	Resultado
1	37,00	1	36,00
2	38,00	2	37,00
3	36,00	3	36,50
4	37,50	4	35,50
5	36,00	5	38,50
6	39,00	6	35,00
7	35,00	7	35,50
8	37,50	8	37,00
9	35,00	9	36,50
10	36,50	10	35,00
Promedio:	36,75	Promedio:	36,25

PISO 2			
Columna Esquinera		Columna Central	
Número de Golpes	Resultado	Número de Golpes	Resultado
1	37,00	1	36,00
2	35,00	2	37,00
3	38,00	3	34,50
4	36,00	4	33,00
5	38,00	5	34,50
6	34,50	6	36,00
7	35,00	7	34,00
8	34,50	8	33,00
9	34,00	9	34,00
10	36,50	10	34,50
Promedio:	35,85	Promedio:	34,65

PISO 3			
Columna Esquinera		Columna Central	
Número de Golpes	Resultado	Número de Golpes	Resultado
1	35,00	1	34,00
2	33,50	2	35,50
3	34,00	3	36,00
4	33,00	4	35,00
5	35,00	5	34,00
6	33,50	6	37,00
7	35,00	7	35,00
8	33,00	8	34,50
9	35,50	9	36,00
10	36,50	10	35,00
Promedio:	34,40	Promedio:	35,20

PISO 4			
Columna Esquinera		Columna Central	
Número de Golpes	Resultado	Número de Golpes	Resultado
1	38,00	1	38,00
2	36,00	2	36,00
3	37,50	3	35,50
4	35,50	4	36,00
5	37,00	5	36,50
6	36,00	6	37,00
7	38,00	7	34,50
8	34,00	8	36,00
9	35,00	9	34,50
10	34,00	10	35,50
Promedio:	36,10	Promedio:	35,95

PISO 5			
Columna Esquinera		Columna Central	
Número de Golpes	Resultado	Número de Golpes	Resultado
1	36,50	1	33,00
2	36,00	2	36,50
3	34,00	3	34,00
4	34,00	4	35,00
5	36,50	5	36,00
6	34,00	6	33,00
7	35,00	7	35,50
8	38,00	8	36,50
9	35,00	9	34,00
10	37,00	10	33,00
Promedio:	35,60	Promedio:	34,65

Tabla Resumen Columnas		
Promedio Valor "R"	Resistencia (N/mm ²)	Resistencia (kg/cm ²)
35,50	27,95	285,00

VIGAS (Inclinación Esclerómetro 90°)

Piso 1	
Número de Golpes	Resultado
1	41,00
2	40,00
3	41,00
4	38,00
5	39,00
6	40,00
7	41,00
8	38,00
9	38,00
10	38,50
Promedio:	39,45

Piso 2	
Número de Golpes	Resultado
1	39,50
2	41,00
3	38,00
4	41,00
5	39,50
6	40,00
7	38,50
8	39,00
9	38,50
10	39,00
Promedio:	39,40

Piso 3	
Número de Golpes	Resultado
1	39,00
2	41,00
3	38,00
4	40,00
5	39,50
6	37,50
7	37,00
8	39,00
9	41,00
10	37,50
Promedio:	38,95

Piso 4	
Número de Golpes	Resultado
1	40,00
2	41,00
3	39,00
4	37,00
5	37,50
6	40,50
7	41,00
8	39,00
9	38,00
10	39,50
Promedio:	39,25

Piso 5	
Número de Golpes	Resultado
1	38,00
2	39,50
3	38,00
4	40,50
5	39,00
6	38,00
7	39,00
8	38,00
9	40,50
10	39,00
Promedio:	38,95

Tabla Resumen Vigas		
Promedio Valor "R"	Resistencia (N/mm ²)	Resistencia (kg/cm ²)
39,20	27,78	283,00

LOSAS (Inclinación Esclerómetro 90°)

Piso 1	
Número de Golpes	Resultado
1	39,50
2	38,00
3	39,00
4	40,50
5	39,00
6	38,50
7	39,00
8	39,50
9	41,00
10	40,00
Promedio:	39,40

Piso 2	
Número de Golpes	Resultado
1	38,50
2	37,50
3	39,00
4	38,00
5	40,00
6	39,00
7	37,50
8	41,00
9	40,50
10	39,00
Promedio:	39,00

Piso 3	
Número de Golpes	Resultado
1	39,00
2	37,00
3	40,50
4	39,00
5	37,00
6	39,50
7	40,50
8	40,00
9	38,00
10	39,00
Promedio:	38,95

Piso 4	
Número de Golpes	Resultado
1	40,50
2	38,00
3	37,00
4	38,00
5	39,00
6	37,00
7	40,50
8	41,00
9	38,00
10	39,00
Promedio:	38,80

Piso 5	
Número de Golpes	Resultado
1	41,00
2	38,00
3	37,00
4	39,50
5	39,00
6	37,50
7	38,00
8	38,00
9	39,50
10	41,00
Promedio:	38,85

Tabla Resumen Losas		
Promedio Valor "R"	Resistencia (N/mm ²)	Resistencia (kg/cm ²)
39,00	27,42	280,00

GRADAS (Inclinación Esclerómetro 0°)

Piso 1	
Número de Golpes	Resultado
1	33,00
2	33,50
3	37,00
4	35,00
5	33,50
6	37,00
7	36,00
8	34,00
9	35,00
10	36,00
Promedio:	35,00

Piso 2	
Número de Golpes	Resultado
1	34,00
2	35,00
3	36,00
4	33,00
5	34,50
6	33,00
7	35,00
8	36,00
9	37,50
10	35,00
Promedio:	34,90

Piso 3	
Número de Golpes	Resultado
1	33,00
2	35,00
3	37,00
4	35,00
5	33,00
6	34,50
7	36,00
8	34,00
9	35,00
10	33,50
Promedio:	34,60

Piso 4	
Número de Golpes	Resultado
1	34,50
2	35,00
3	32,00
4	36,00
5	34,50
6	34,00
7	33,00
8	32,50
9	34,50
10	35,00
Promedio:	34,10

Piso 5	
Número de Golpes	Resultado
1	35,00
2	33,50
3	37,00
4	35,00
5	33,00
6	34,00
7	34,50
8	35,00
9	34,00
10	33,00
Promedio:	34,40

Tabla Resumen Gradas		
Promedio Valor "R"	Resistencia (N/mm²)	Resistencia (kg/cm²)
34,60	26,70	272,00

CONCLUSIONES

A partir de los rebotes realizados en cada elemento estructural con el esclerómetro, se determino los siguientes esfuerzos a la compresión con un promedio para cada elemento:

Elemento Estructural	Superficie	Inclinación Esclerómetro (°)	Valor "R"	Resistencia Promedio (kg/cm²)
Columna	Lisa	0	35,50	285,00
Viga	Lisa	90	39,20	283,00
Losa	Lisa	90	39,00	280,00
Grada	Lisa	0	34,60	272,00

Tabla de correlación del valor Q con la resistencia a la compresión, para el martillo esclerométrico



IMPACT ANGLE α		N/mm ²	
R	$\alpha - 90^\circ$	$\alpha - 45^\circ$	$\alpha + 90^\circ$
20	12.3	11.3	
21	13.2	12.3	
22	14.2	13.2	
23	15.7	14.2	
24	16.7	15.7	
25	17.7	16.7	
26	19.4	18.1	
27	20.6	19.6	
28	21.6	20.6	
29	23.3	21.6	
30	24.5	23.3	
31	25.5	24.5	
32	27.5	26.0	
33	28.4	27.5	
34	30.4	28.4	
35	31.4	30.4	
36	33.3	31.4	
37	34.3	33.3	
38	36.3	34.3	
39	37.3	36.3	
40	39.2	37.3	
41	40.2	39.2	
42	41.7	40.7	
43	43.1	42.2	
44	45.1	44.1	
45	46.1	45.1	
46	48.1	47.1	
47	49.0	48.5	
48	51.0	50.0	
49	53.0	51.5	
50	53.9	53.0	
51	55.9	54.9	
52	56.9	55.9	
53	58.8	57.9	
54	over 58.8	over 58.8	
55	over 58.8	over 58.8	

Diagram of Impact Angle α showing angles: $+90^\circ$, $+45^\circ$, 0° , -45° , -90° .

CYLINDER COMPRESSIVE STRENGTH F AGE OF CONCRETE: 14 TO 56 DAYS

Ilustración 1. Tabla de conversión

ANEXOS FOTOGRÁFICOS



Ilustración 2. Ensayo Esclerométrico a Losa



Ilustración 3. Ensayo esclerométrico a gradas

EQUIPO UTILIZADO**ESCLERÓMETRO**

Proceq Silver Schmidt

Model N



Ilustración 4. Esclerómetro

Anexo 2:

Ensayo

Scanner



ENSAYOS DE LABORATORIO

DETERMINACIÓN DE ACERO EN ESTRUCTURAS MEDIANTE ESCANEO

MAGNÉTICO



PROYECTO: PROPIEDAD SRA. FANNY VARGAS CIFUENTES.

NOMBRE DEL SECTOR: PROVINCIA: TUNGURAHUA, CANTÓN:
AMBATO - PARROQUIA: LA MERCED - AVENIDA GONZÁLEZ SUAREZ.

SOLICITA: BALLADARES ALDAS OSCAR STEVEN

Ambato, 2024-noviembre-12





INFORME

PATOLOGÍA DE ESTRUCTURAS

1. DETERMINACIÓN DE ACERO EN ESTRUCTURAS MEDIANTE ESCANEEO MAGNÉTICO

PROYECTO: PROPIEDAD RESIDENCIA VARGAS

LOCALIZACIÓN: PROVINCIA: TUNGURAHUA, CANTÓN: AMBATO -

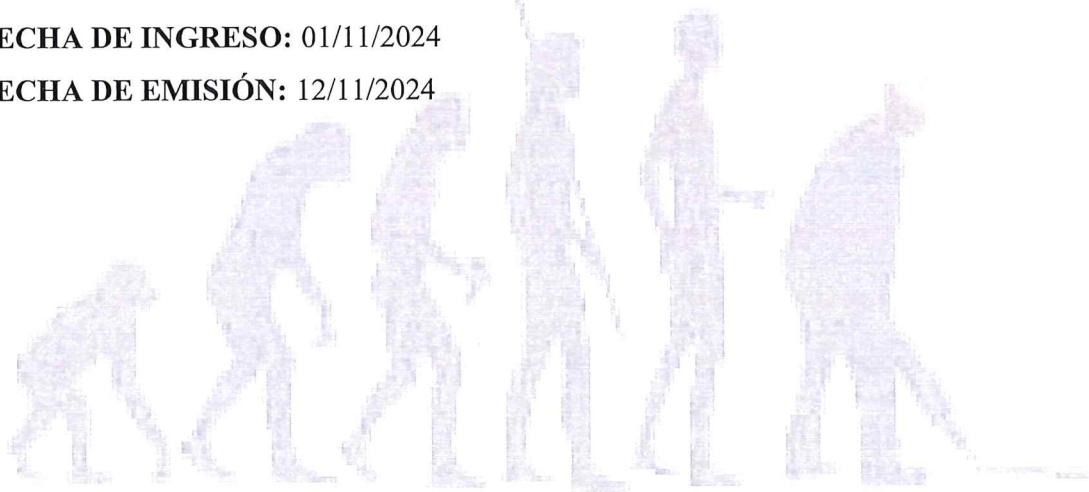
PARROQUIA: LA MERCED – AVENIDA GONZÁLEZ SUAREZ.

NORMA: NORMA BS-1881-Part-204-88

SOLICITADO POR: BALLADARES ALDAS OSCAR STEVEN

FECHA DE INGRESO: 01/11/2024

FECHA DE EMISIÓN: 12/11/2024





OBJETIVO DEL ENSAYO

El presente informe tiene como finalidad determinar, mediante un ensayo de escaneo magnetico, la ubicación, la cantidad y el recubrimiento aproximado de las armaduras de refuerzo existentes en las columnas y vigas de la edificación evaluada.

ALCANCE DEL ENSAYO

El escaneo magnetico se ejecuto en una columna esquinera y una columna central en cada uno de los pisos de la edificación, asi como en vigas representativas correspondientes a los ejes horizontalNy vertical. En cada elemento se escanearon las caras accesibles, con el proposito de identificar la posicion de las armaduras, estimar su recubrimiento y verificar la distribucion del refuerzo.

COLUMNA

Para el ensayo se seleccionaron una columna esquinera F9 y una columna central D8, efectuando el escaneo en todos los pisos de la edificación. En cada nivel se inspeccionaron las caras accesibles de estas columnas utilizando el scanner, registrandose la ubicación de las barras longitudinales, el espaciamiento y recubrimiento del concreto.

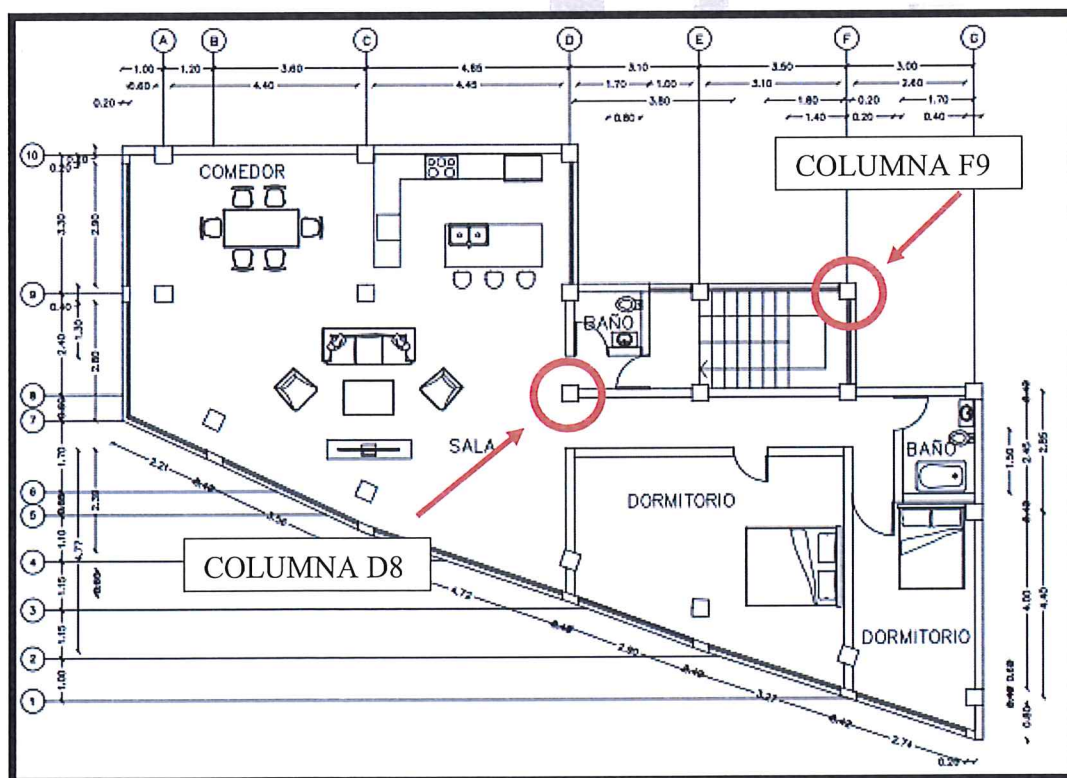


Fig. 1. Visualización en planta de las columnas ensayadas





Con los resultados del escaner en las columnas seleccionadas, se elaboro el esquema de armado de refuerzo que se presenta en la Figura 2. Considerando que los resultados del escaneo fueron consistentes en todos los niveles, este datalle se adopta como representativo del armado tipico de las columnas en la totalidad de la edificacion con un recubrimiento de 4cm.

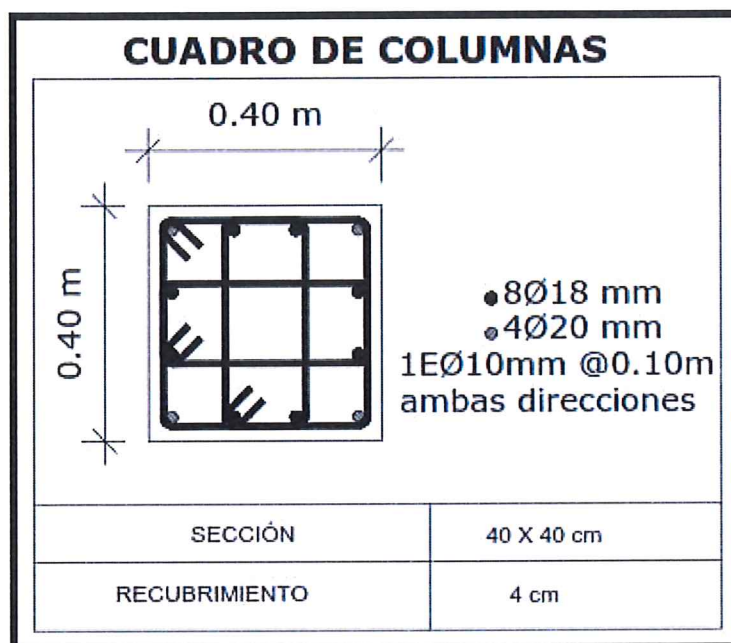


Fig. 2. Esquema de armado de columnas, a partir del escaneo

A considerar que el espaciamiento de los estribos se determino a partir de las lecturas del escaner, en cuanto a la forma del estribo, esta se asumió conforme a la practica constructiva usual.





VIGAS

Para el análisis de las vigas en sentido X se selecciono, como elemento de referencia, una viga ubicada en el eje 10 de la edificación y para el sentido Y se selecciono, la viga ubicada en el eje G. En estas vigas se efectuó el ensayo de scanner, inspeccionando principalmente la cara inferior. Con este procedimiento se determinó la cantidad y ubicación aproximada de las barras longitudinales, así como el espaciamiento de los estribos en las distintas regiones de la viga.

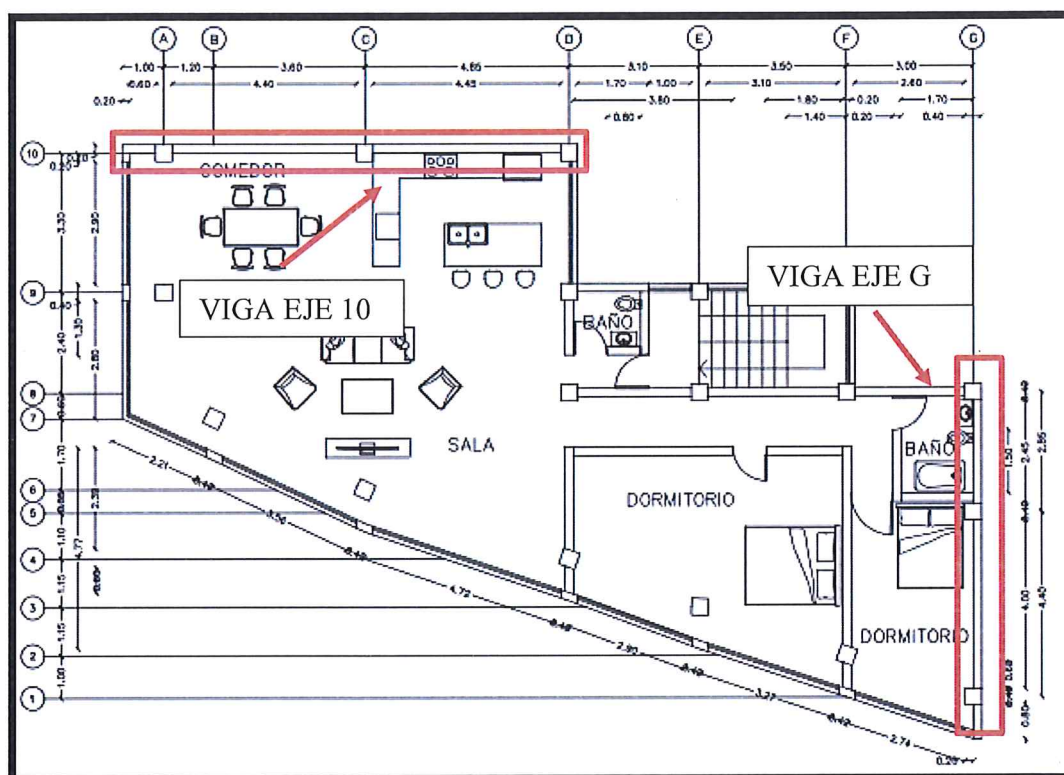


Fig. 3. Visualización en planta de las vigas ensayadas

A partir de los resultados del escaneo efectuado en las vigas sentido X y sentido Y, con las secciones de las mismas siendo estas de 25cm x 25cm, con un recubrimiento de 3,0 cm, se definió el esquema de armado los que se presentan a continuación, en el cual se detallan las barras longitudinales y el espaciamiento de los estribos en las diferentes zonas del elemento.



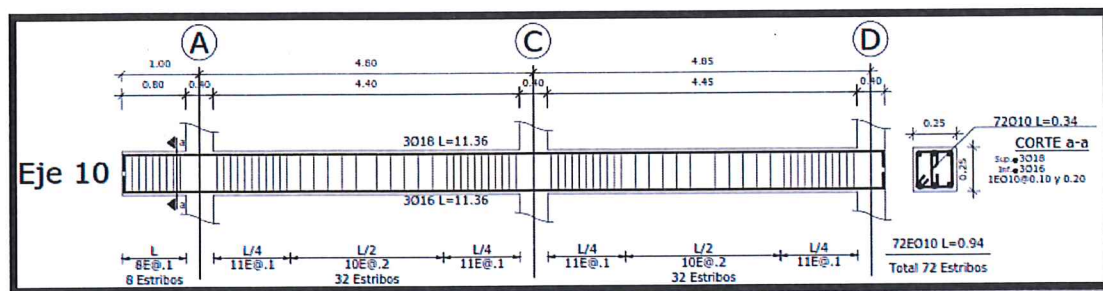


Fig. 4. Esquema de armado de viga Eje 10

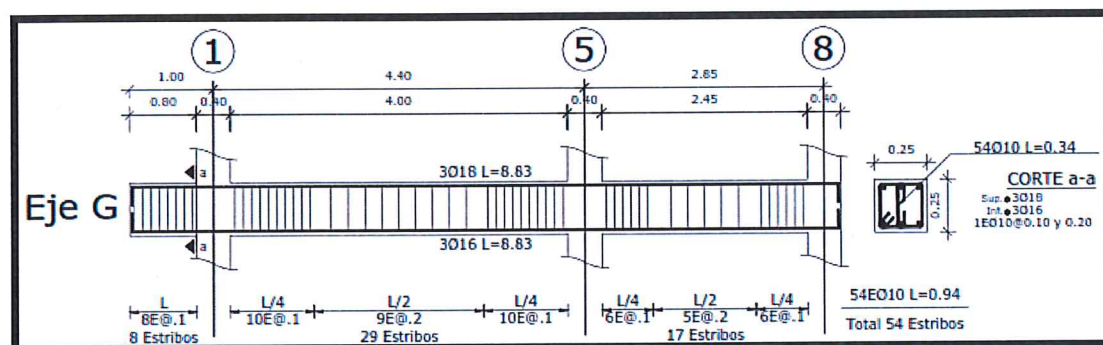


Fig. 5. Esquema de armado de viga Eje G

A partir de los resultados de las vigas analizadas, se establece el armado para todas las vigas de la estructura como se presenta en la figura 6.

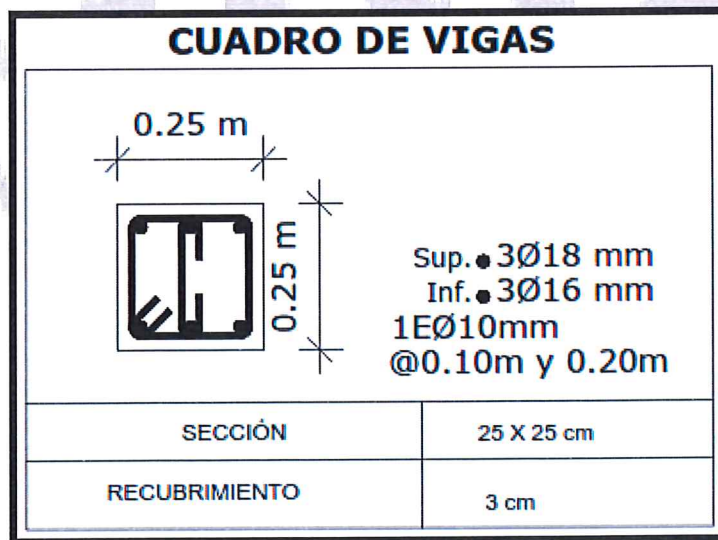


Fig. 6. Esquema de armado de vigas, a partir del escaneo



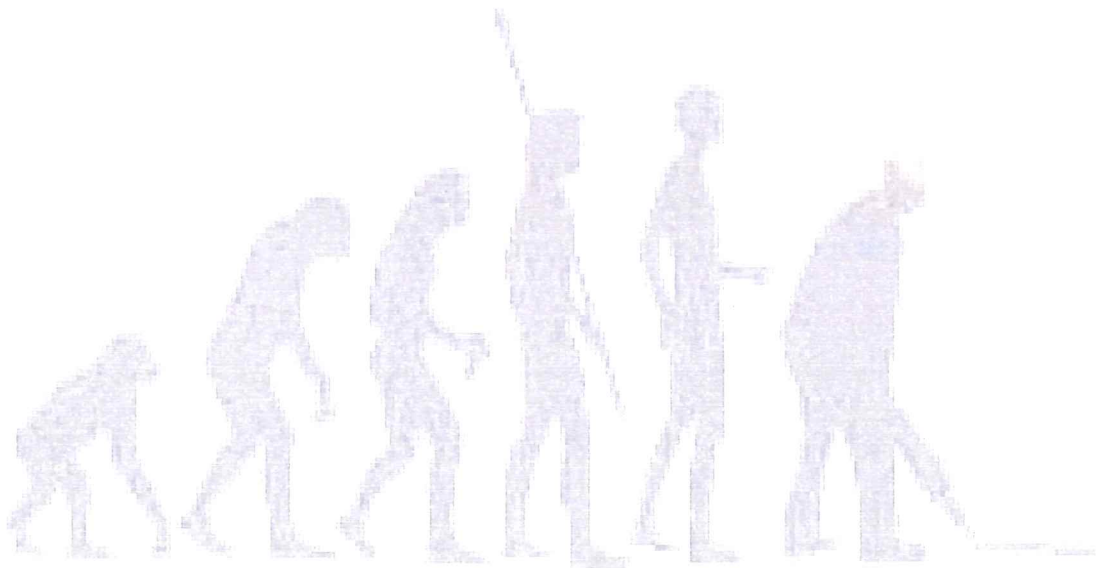


RESULTADOS GENERALES DEL ENSAYO

Con el ensayo realizado en las columnas D8 y F9 en todos los niveles de la edificación, se constata el mismo patrón de armado. En consecuencia, se estableció un esquema de refuerzo para columnas, el cual se presenta en la figura 2.

Asimismo, el escaneo realizado en las vigas en sentido X y en sentido Y permitió determinar la disposición de las barras longitudinales y la variación del espaciamiento de los estribos entre las zonas cercanas a los apoyos y el tramo central, definiendo así un armado representativo para este tipo de elementos.

La información obtenida mediante el presente ensayo se proporciona como insumo para el análisis estructural y el diagnóstico de la edificación.





ANEXOS FOTOGRÁFICOS



Fig. 7. Detección de armaduras en las columnas



Fig. 8. Detección de armaduras en las vigas





EQUIPOS UTILIZADO

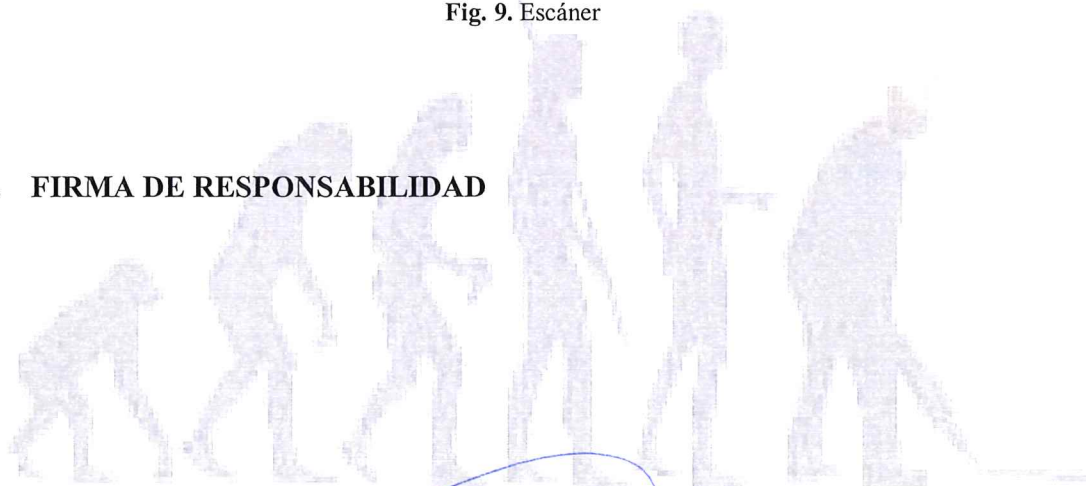
Detector de armaduras de metal

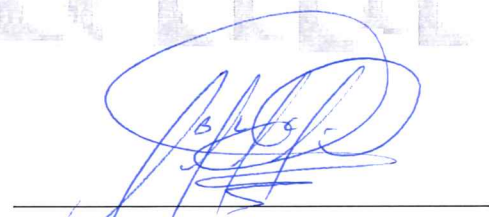
Profometer 600



Fig. 9. Escáner

3. FIRMA DE RESPONSABILIDAD




Ing. Civil Byron López Sánchez, Mg
+593 98 797 4949
byron_leolopez@yahoo.com



Anexo 3:

Ensayo SPT

ENSAYOS DE LABORATORIO

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Oswaldo Manotoa R.



PROYECTO: TESIS SR. STEVEN BALLADARES

NOMBRE DEL SECTOR: Av. Gonzales Suarez.

SOLICITA: Sr. Steven Balladares

PROVINCIA – CIUDAD: Tungurahua – Ambato..

Ambato, 14 de octubre del 2024



INDICE

1. ANTECEDENTES.....	4
1.1. DESCRIPCION.....	4
1.2. OBJETIVOS.....	4
1.2.1. OBJETIVO GENERAL	4
1.2.2. OBJETIVO ESPECÍFICO	4
1.3. ALCANCE.....	4
2. GENERALIDADES.....	5
2.2. DESCRIPCIÓN BÁSICA.....	5
2.2. UBICACIÓN DEL PROYECTO	5
2.3. INVESTIGACION DE CAMPO.....	6
2.4. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	6
3.1. CARACTERIZACIÓN GEOTECNICA LOCAL DEL SUELO.....	6
3.2. ANALISIS SISMOTECTÓNICO.....	7
4. ANALISIS A LIMITE DE FALLA Y CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE.....	8
5. COTA DE CIMENTACION.....	11
6. ESTABILIDAD DE TALUDES Y CORTES.....	11
7. RIESGOS	11
8. MUROS.....	11
9. COEFICIENTES DE BALASTO.....	12
10. ASENTAMIENTOS POR CARGAS PERMANENTES O ACCIDENTALES....	14
11. VARIACION DE CAPACIDAD ADMISIBLE VS BASE DE LA CIMENTACIÓN	22
12. CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION.....	24
13. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	24
14. ANEXOS.....	25
14.1. ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (SPT).....	25
14.2. Cuadros de Perforaciones SPT	26
14.3. Ensayos Granulométricos.....	27
14.4. Densidad de campo	31
14.5. Imágenes.....	32

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Perforación SPT 1.....	25
Tabla 2 Cuadro de Datos P1	26
Tabla 3 Ensayos Granulométricos P1 de -0.50 a -1.00	27
Tabla 4 Ensayos Granulométricos P1 de -1.00 a -2.00	28
Tabla 5 Ensayos Granulométricos P1 de -2.00 a -3.00	29
Tabla 6 Ensayos Granulométricos P1 de -3.00 a -4.00	30
Tabla 7. Densidad de campo	31

INDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1 Ubicación, Cantón Ambato, sector la Merced.....	5
--	---



Fotografía 2 Perforación SPT 1	32
Fotografía 3 Muestra Perforación S.P.T. 1	33
Fotografía 4 Muestra Perforación S.P.T. 1	33
Fotografía 5 Muestra Perforación S.P.T. 1	33
Fotografía 6 Muestra Perforación S.P.T. 1	34
Fotografía 7 Granulometría de material del suelo	34

1. ANTECEDENTES.

1.1. DESCRIPCION

El presente estudio describe de manera particular las características estratigráficas y mecánicas del suelo del sector de implantación del proyecto “Tesis del Sr. Steven Balladares., actualmente se encuentra construido el proyecto, es una edificación de cuatro plantas.

Se realizan los estudios en el sector del Cantón Ambato, sector Av. Gonzales Suarez y Unidad Nacional.

1.2. OBJETIVOS.

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

-Realizar perforaciones y estudios suelos sobre el área de implantación de las obras a proyectarse, determinando en lo posible características mecánicas de los estratos y su capacidad portante para la implantación de una construcción de cuatro plantas. El Proyecto consiste en la construcción de una estructura de una planta cuya columna más cargada, tiene una carga de servicio de 86,62 Tn (866,20 KN), y clasifica como una construcción de categoría media.

1.2.2. OBJETIVO ESPECÍFICO

- Ensayar en laboratorio las condiciones mecánicas geotécnicas de todas las muestras resultantes de las perforaciones.
- Identificar las unidades estratigráficas del horizonte de implantación de la cimentación.
- Calcular los asentamientos y parámetros físico-mecánicos y estimar el tipo de cimentación.
- Determinar las características geotécnicas de cada sector.

1.3. ALCANCE.

La presente memoria técnica contempla un estudio geotécnico puntual de los estratos de implantación de la cimentación proyectada; abarca la clasificación SUCS de todos los estratos encontrados, las características hidrogeológicas (nivel freático), los registros de perforación, y la determinación de capacidades portantes y asentamientos para los diferentes tipos de cimentación en función de la profundidad.

Así también, el estudio recomienda un diseño de cimentación acorde a las solicitudes aproximadas, con las secciones mínimas y consideraciones puntuales de uso de mejoramiento en casos que lo amerite.

2. GENERALIDADES

2.2. DESCRIPCIÓN BÁSICA

El objeto del estudio de suelos y su recomendación a nivel de fundación es adecuar el medio y utilizar el sistema correcto de cimentación para que las cargas de la estructura se transmitan al terreno, produciendo en éste un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad sin producir asentamientos o con asentamientos tolerables, ya sean estos uniformes o diferenciales.

Se realizaron 1 ensayo SPT, para determinar su capacidad portante, en zonas particulares donde se requiera un estudio más profundizado y detallado para la cimentación

2.2. UBICACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto se encuentra ubicado en la Provincia de Tungurahua, Cantón Ambato.



Fotografía 1 Ubicación, Cantón Ambato, sector la Merced.

2.3. INVESTIGACION DE CAMPO.

Con el fin de encontrar las características físicas y mecánicas de los estratos que comprenden el subsuelo de la zona de estudio se realizaron las siguientes investigaciones:

Perforación SPT	(COORDENADAS)		Cota	PROF.	NORMA REFERENCIA
	E	N	m.s.n.m	(m)	
P1	764 496,50	9 863 560,60	2.540,380	4,00	ASTM D1586-67

En las perforaciones P1 , se efectuaron ensayos de penetración estándar (SPT) cada metro; con la cuchara bi-partida, se recuperaron muestras de todos los estratos atravesados. Después de superar los 50 golpes con el muestreado, se emplea la punta de diamante para confirmación de la resistencia del estrato

En todas las muestras alteradas recuperadas se realizó la descripción Visual - Manual de campo, según lo establecido en la norma ASTM D 2488, identificando en forma preliminar cada facie estratigráfica. Las muestras recuperadas fueron etiquetadas, embaladas y transportadas al laboratorio de Suelos, como indica la norma ASTM D 4220.

2.4. ENSAYOS DE LABORATORIO.

Para determinar las características físicas y mecánicas de los suelos, en las muestras seleccionadas se efectuaron ensayos de laboratorio, respetando los procedimientos determinados en las normas respectivas.

Las muestras seleccionadas corresponden a los estratos representativos de los suelos encontrados, en las que se realizó ensayos de identificación y clasificación SUCS:

- Humedad Natural ASTM D 221
- Granulometría por Vía Húmeda ASTM D 422
- Clasificación SUCS ASTM D 2487
- Límite Líquido (ASTM D-4318).
- Ensayo DCP (ASTM D-6051-03).
- Ensayo S.P.T (ASTM D-1586)

Los ensayos se encuentran detallados en los anexos de los resultados de Ensayos de Laboratorio

3.1. CARACTERIZACIÓN GEOTECNICA LOCAL DEL SUELO.

En el área de estudio se realizó un sondeo SPT, con el propósito de determinar la estratigrafía y las características geotécnicas de los materiales. A continuación, incluimos una síntesis estratigráfica:

Perforación N° 1

Se determina la presencia de SM Arenas limosas medio densas, desde el nivel -0.00 hasta el nivel -1,50 m, luego se detectan SM Arenas limosas densas a muy densas desde el nivel -1,50 hasta el nivel -4,00 m y se determinó rechazo desde el nivel -4,00 m, los contenidos de humedad son variables que van desde 6,40 y llegan a 9,06 %. No se detecta nivel freático. El número de golpes en el ensayo de S.P.T es variable en función de la altura que va desde 15 hasta 95 en su parte inferior.

3.2. ANALISIS SISMOTECTÓNICO.

Las evaluaciones realizadas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS 2015), zonifican al País en función de la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño. Según esa zonificación, el área del proyecto se encuentra en zona sísmica V en la cual se aplica un factor sísmico de 0,4g, como se representa.

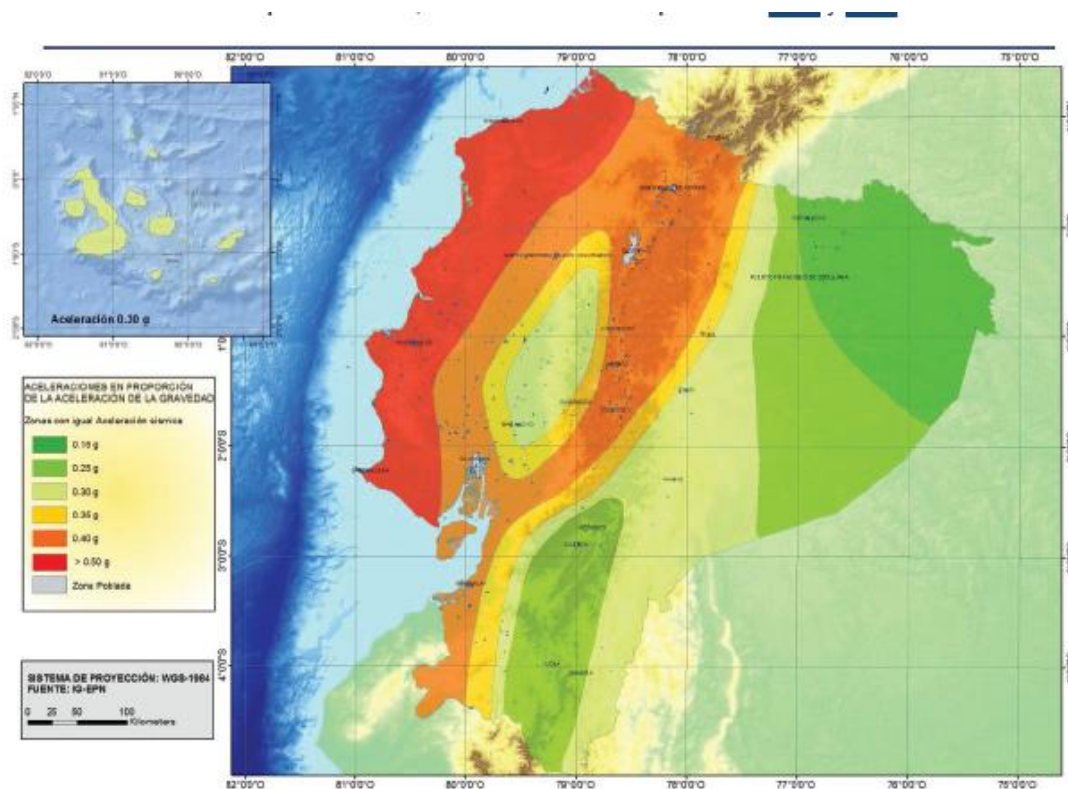


Figura 1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

El número de golpes promediado calculado esta entre 15 a 50 , lo que equivale a un suelo tipo D. El sitio del proyecto se ubica en la zona V por lo que los Factores de amplificación dinámica del sitio, se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 3. Coeficientes de Amplificación Dinámica.

TIPO DE SUELO	ZONA SISMICA	Z	FA	FD	FS
D	V	0.40	1.20	1.19	1.28

4. ANALISIS A LIMITE DE FALLA Y CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE.

Para hallar la capacidad de carga última, Terzaghi (1948) propuso una ecuación general para la capacidad de carga de una cimentación superficial continua. Para su derivación, se asume que no existe agua en el suelo, que el ángulo de fricción (ϕ'), la cohesión (c') y el peso específico (γ) son constantes. Terzaghi también asume que se forma un plano de falla bajo la cimentación y que este empujará al suelo a los costados permitiendo la penetración de la cimentación.

$$q_{\text{último}} = c'N_c + \gamma DN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

Dónde:

c' = cohesión

B = la base

γ = peso específico del suelo

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

Muchos autores incluyeron factores de corrección a la ecuación general de capacidad de carga. En la siguiente ecuación se presentan los siguientes factores: forma, profundidad y también si la cimentación está sometida a una carga inclinada.

$$q_{\text{último}} = cN_c\lambda_{cs}\lambda_{cd}\lambda_{ci} + qN_q\lambda_{qs}\lambda_{qd}\lambda_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}\lambda_{\gamma i}$$

Dónde:

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

$\lambda_{cs}, \lambda_{qs}, \lambda_{\gamma s}$ = factores de forma

$\lambda_{cd}, \lambda_{qd}, \lambda_{\gamma d}$ = factores de profundidad

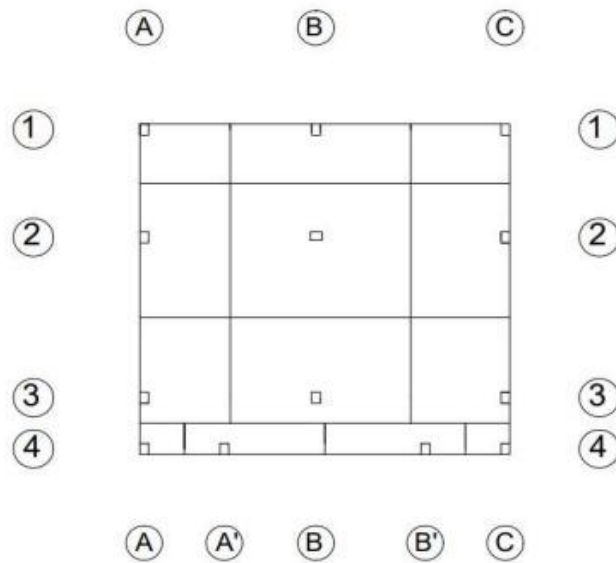
$\lambda_{ci}, \lambda_{qi}, \lambda_{\gamma i}$ = factores de inclinación de la carga

Perforación N° 1

Se determina la resistencia de la perforación P1, en el nivel -1.50 a partir de la boca de sondeo, con un valor máximo de $q_{adm} = 2,19 \text{ kg/cm}^2$ (219,00 KN/m²).



DISTRIBUCION AREAS TRIBUTARIAS




ANALISIS A LIMITE DE FALLA

Ejes	Prof. (m)	N60	Angulo de fricción	Cohesión (Ton/m2)	Tipo de cimentación	Dimensiones (m)	Area de la cimentación (m2)	Carga de contacto (Ton)	Esfuerzo de contacto (Tn/m2)	Capacidad última del suelo (Ton/m2)	FS
Con suelo natural											
4-C	1,5	17	29	0,0	Zapata aislada	0,5*0,5	0,25	1,06	4,24	40,94	9,7
4-A	1,5	17	29	0,0	Zapata aislada	0,5*0,5	0,25	1,06	4,24	40,94	9,7
4-A'	1,5	17	29	0,0	Zapata aislada	0,5*0,5	0,25	1,79	7,16	40,94	5,7
4-B'	1,5	17	29	0,0	Zapata aislada	0,5*0,5	0,25	1,79	7,16	40,94	5,7
1-A	1,5	17	29	0,0	Zapata aislada	0,5*0,5	0,25	2,03	8,12	40,94	5,0
1-C	1,5	17	29	0,0	Zapata aislada	0,5*0,5	0,25	2,16	8,64	40,94	4,7
3-C	1,5	17	29	0,0	Zapata aislada	0,7*0,7	0,49	3,27	6,67	40,94	6,1
1-B	1,5	17	29	0,0	Zapata aislada	0,7*0,7	0,49	3,33	6,80	40,94	6,0
3-A	1,5	17	29	0,0	Zapata aislada	0,7*0,7	0,49	3,05	6,22	40,94	6,6
2-A	1,5	17	29	0,0	Zapata aislada	0,7*0,7	0,49	3,67	7,49	40,94	5,5
2-C	1,5	17	29	0,0	Zapata aislada	0,7*0,7	0,49	3,95	8,06	40,94	5,1
3-B	1,5	17	29	0,0	Zapata aislada	0,9*0,9	0,81	5,37	6,63	40,94	6,2
2-B	1,5	17	29	0,0	Zapata aislada	0,9*0,9	0,81	6,62	8,17	40,94	5,0
Df(m)=	1,5										
Qadm(Tn/m2)=		13,6									

PARA LOS EJES

4-C	4-A	4-A'	4-B'	1-A	1-C		
-----	-----	------	------	-----	-----	--	--

El área mínima de cimentación para la zapata más cargada, es de 0,50*0,50 m el cual cumple con el factor de seguridad de FS= 3, a 1,50 m de profundidad para una capacidad última de 40,94 Tn/m2.

PARA LOS EJES

3-C	1-B	3-A	2-A	2-C			
-----	-----	-----	-----	-----	--	--	--

El área mínima de cimentación para la zapata más cargada, es de 0,70*0,70 m el cual cumple con el factor de seguridad de FS= 3, a 1,50 m de profundidad para una capacidad última de 40,94 Tn/m2.

PARA LOS EJES

3-B	2-B						
-----	-----	--	--	--	--	--	--

El área mínima de cimentación para la zapata más cargada, es de 0,90*0,90 m el cual cumple con el factor de seguridad de FS= 3, a 1,50 m de profundidad para una capacidad última de 40,94 Tn/m2.

Por lo tanto $Q_{adm} = Q_{última}/3$

Q adm determinado = 13,60 Ton/m2

5. COTA DE CIMENTACION.

La estructura, se desplantarán desde la cota -1,50 m hacia abajo de acuerdo a las necesidades del proyecto tomando como referencia la boca del sondeo de la perforación P1. bajo el nivel de la subrasante de la plataforma existente.

Previo al desplante del cimiento se compactará con equipo mecánico (plancha vibro compactadora, sapa, rodillo, etc) con una energía de compactación equivalente al proctor modificado y cuyo porcentaje de compactación mínimo a alcanzar será al 95 %, y se controlarán mediante pruebas de compactación en sitio.

Para evitar asentamientos variables se debe colocar material de mejoramiento tipo subbase clase 2, 20 cm en una capa, al 95 % de AASTHO T -180.

6. ESTABILIDAD DE TALUDES Y CORTES.

Los cortes que se vayan a ejecutar, para la construcción del proyecto, se recomienda no sean mayores a 2.00 mts cuando se traten de este tipo de suelos SM Arenas limosa y tampoco dejarlos sin sostenimiento por tiempos prolongados, para eventuales cortes superiores a 2.00 mts se recomienda inclinar el talud, o caso contrario construir sistemas de entibamiento, para mantener la estabilidad del talud que pueden consistir en colocar tableros de madera o metálicos apuntalados contra el suelo firme.

7. RIESGOS

Eventualmente no se puede detectar riesgos inminentes, pero en todo caso los fenómenos naturales como son movimientos sísmicos y erupciones son eventos que han afectado nuestro país y en particular la Provincia de Cotopaxi. En todo caso los parámetros de capacidad portante están dados con un Factor de seguridad de $F_s = 3$

8. MUROS.

La construcción del proyecto podría requerir de muros de contención de baja y mediana altura y poco espesor. Se recomienda diseñar y construir muros de hormigón armado convencional. Los muros deben ser calculados para resistir un empuje lateral con un diagrama de presiones de forma triangular con presión en la base.

$$P = K_a \cdot w \cdot h.$$

Donde que.

K_a = coeficiente del empuje activo de la tierra.

$$K_a = 0,38$$

w = peso específico de la tierra.

h = altura del talud.

9. COEFICIENTES DE BALASTO.

En el método de diseño flexible aproximado, el suelo se supone que es equivalente a un número infinito de resortes elásticos. A esta suposición en ocasiones se le refiere como cimentación Winkler. A la constante elástica de estos resortes supuestos se le refiere como coeficiente de reacción de la subrasante, k .

Para realizar el análisis para el diseño estructural de una losa de cimentación, se deben conocer los principios comprendidos al evaluar el coeficiente de reacción de la subrasante, k .

Antes de continuar con el análisis del método de diseño flexible aproximado, examinemos este coeficiente con más detalle.

Si una cimentación de ancho B (consulte la figura 6.12) se somete a una carga por área unitaria de q , ésta sufrirá un asentamiento Δ . El coeficiente del módulo de la subrasante se puede definir como k

Las unidades de k son kN/m^3 . El valor del coeficiente de reacción de la subrasante no es una constante para un suelo dado, sino depende más bien de varios factores, como la longitud L y el ancho B de la cimentación y también de la profundidad de empotramiento de ésta. Un estudio amplio de Terzaghi (1955) de los parámetros que afectan el coeficiente de reacción de la subrasante indicó que el valor del coeficiente disminuye con el ancho de la cimentación. En el campo se pueden realizar pruebas de carga con placas cuadradas que miden 0.3 x 0.3 m para calcular el valor de k .

$$k = \frac{q}{\Delta} \quad (6.41)$$

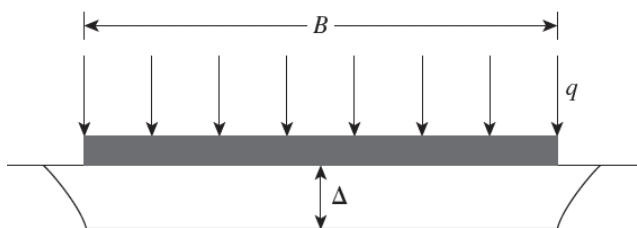


Figura 6.12 Definición del coeficiente de reacción de la subrasante, k .

Para la mayoría de los fines prácticos, la ecuación (6.46) se puede aproximar por

$$k = \frac{E_s}{B(1 - \mu_s^2)} \quad (6.46)$$

Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das Séptima edición

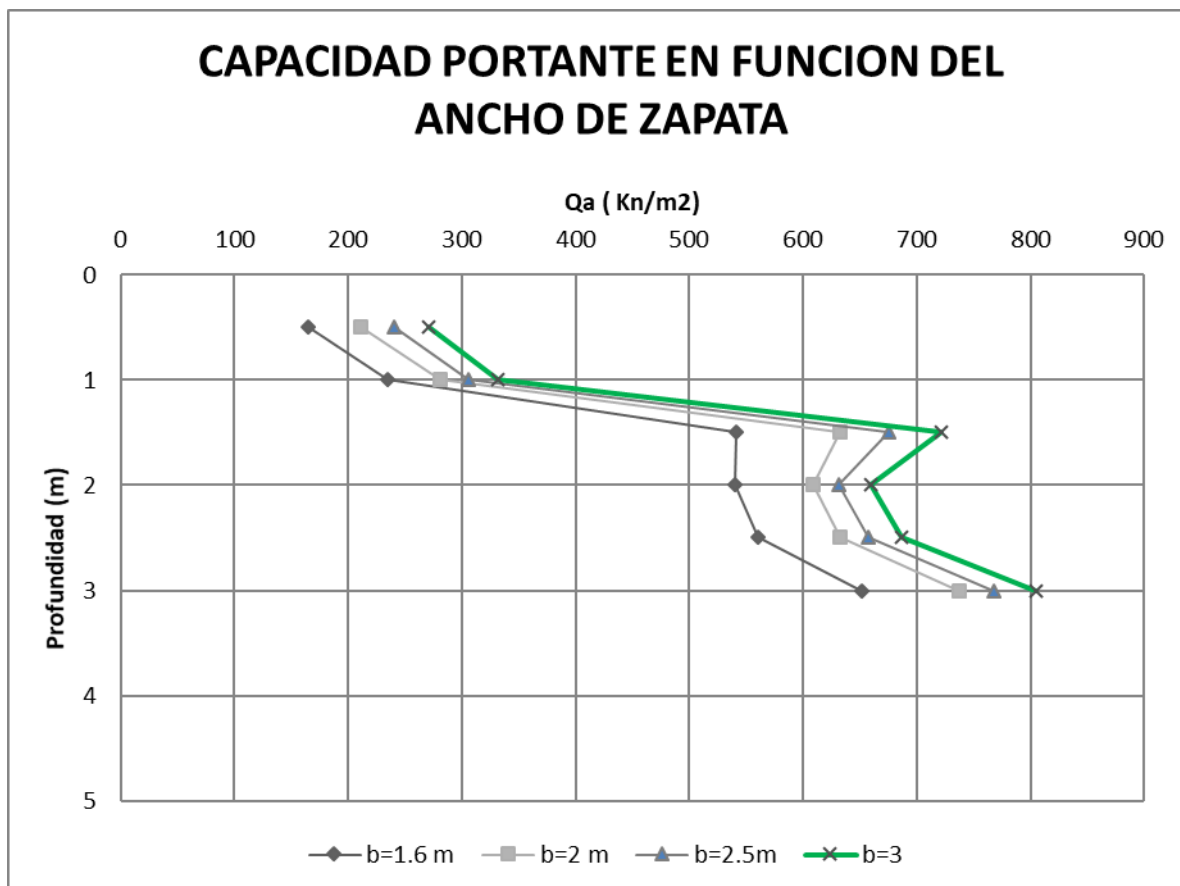
Análisis

En el caso de las arenas arcillosas el coeficiente de poisson se encuentra entre 0.3 y 0.4

4

[illegible]

Grafico 1 Gráfica del coeficiente de balasto en función del ancho de zapata y la profundidad



10. ASENTAMIENTOS POR CARGAS PERMANENTES O ACCIDENTALES.

El asentamiento total a ser calculado, serpa el resultado de la suma de los:

- Asentamientos inmediatos
- Asentamientos por consolidación (Primaria y Secundaria)
- Asentamientos inducidos por sismos

Asentamientos inmediatos o elásticos

Los asentamientos inmediatos ocurren instantáneamente luego de la carga es aplicada, y se asume que son elásticos luego de que la carga es aplicada, y se asume que son elásticos. La deformación para cada elemento puede ser calculada mediante el módulo y la carga actuante en el centro de cada estrato

La deformación vertical unitaria para cada estrato se calcula de la siguiente manera:

$$\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{E}$$

Dónde:

$\Delta\sigma$ = incremento en el esfuerzo vertical

E = módulo elástico del material.

El asentamiento inmediato entonces es calculado a partir de las deformaciones unitarias. Para cada estrato, se asume que el puno inferior esta fijo y que el punto superior es el que se desplaza. De esta manera el asentamiento inicial de cada estrato estará dado por

$$\delta_i = \varepsilon h$$

Dónde:

h = espesor del estrato.

ASENTAMIENTO INMEDIATO

El asentamiento de suelos granulares se eclúa usando el factor de influencia semi-empírico propuesto por scmertmann y Hartman (1978), de acuerdo con este metodo la ecuacion de asentamiento seria-

$$\delta_i = c_1 c_2 (q - q') \Sigma \left(\frac{I_z}{E_s} \right) \Delta z$$

C_1 = factor de corrección para la profundidad del empotramiento de la cimentación

$$c_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{q'}{q - q'} \right)$$

C_2 = factor de corrección para tomar en cuenta el flujo plástico en el suelo

$$c_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{\text{tiempo en años}}{0.1} \right)$$

q = esfuerzo a nivel de la cimentación

$$q' = \gamma D_f$$

I_z = Factor de influencia de la deformación unitaria

La variación del factor de la influencia de la deformación unitaria con la profundidad, debajo de la cimentación de la Figura 55 para un $L/B = 1$ y $L/B \geq 10$

Datos de Ingreso.

$$Q_{adm} = 220,00 \text{ Kn/m}^2$$

$$B = 1,50 \text{ m.}$$

$$\mu = 0,30 \quad \therefore \text{Coeficiente de Poisson}$$

$$E_s = 19.014,0 \text{ Kn/m}^2 \therefore \text{Modulo de elasticidad donde se va a asentar la construcción}$$

$$I_s = 0,235 \quad \therefore \text{Factor de influencia a la deformación}$$

$$\Delta z = 6,00 \text{ m.}$$

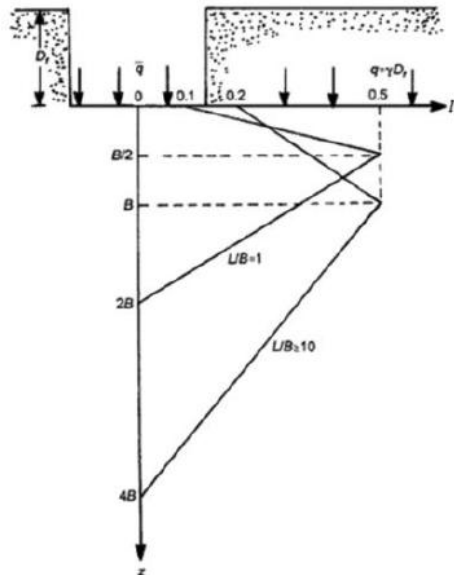


Figura 55: Variación de I_z versus z/B

Fuente: Braja M. Das, *Shallow Foundations, Bearing Capacity and Settlement*.

En este caso estamos trabajando con una cimentación con dimensiones similares entre B y por lo que para la gráfica y medición del asentamientos por estratos tomaremos en cuenta.

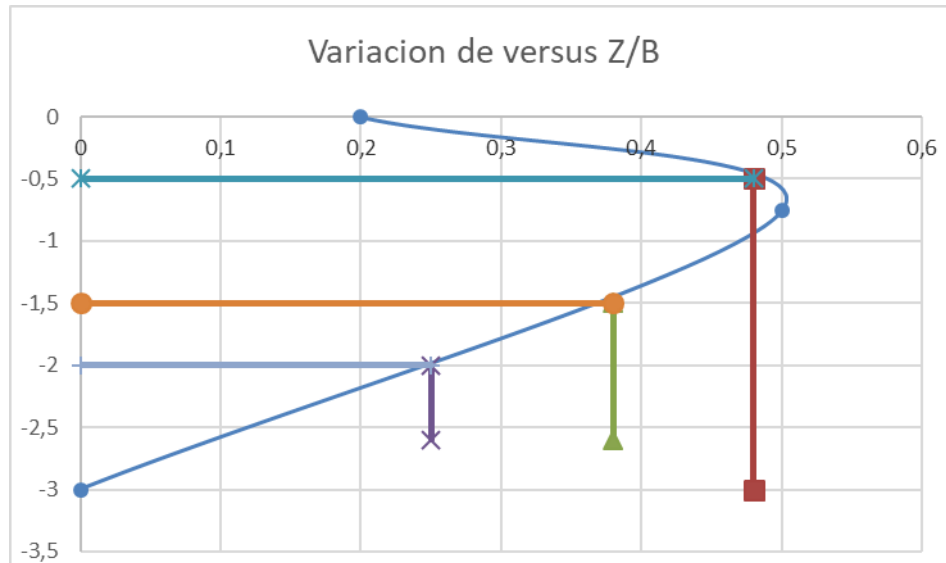
Para el calculo se considera un B máximo critico de 1.50 m

$$\text{Punto 1 : } B = 0$$



Punto 2 : $B/2 = 1.6 \text{ m}$

Punto 3 : $2B = 2 \cdot 1.50 = 3.0 \text{ m}$



Para el cálculo del asentamiento se considera en 3 estratos diferentes de acuerdo a la variación

$$\delta_i = c_1 c_2 (q - q') \Sigma \left(\frac{I_z}{E_s} \right) \Delta z :$$

Determinación de Factores

$Q_{adm} = 220 \text{ Kn/m}^2$

Asumiendo que el tiempo para el flujo plástico es de 10 años

$$c_2 = 1 + 0,2 \log \left(\frac{10}{0,1} \right) = 1.4$$

Para determinar el asentamiento elástico se aplica la siguiente tabla con los datos establecidos con anterioridad

Calculos para el asentamiento Elastico					
Capa	Δz (m)	E_s (Kn/m ²)	Z (mitad del estrato)	Iz (mitad del estrato)	$(Iz/E_s) \cdot \Delta z$ (m ³ /Kn)
1	1	27968,5967	0,5	0,48	1,71621E-05
2	1	25392,5417	1,5	0,38	1,4965E-05
3	1	25760,5496	2	0,25	9,70E-06
	3				
				Sumatoria	4,1832E-05

$$d1 = c1 c2 (q - q') \Sigma \left(\frac{Iz}{E_s} \right) \Delta z$$

$$d1 = 0.9369 * 1.4 * 222.0 \frac{Kn}{m^2} * 4.18322 * 10^{-5} \frac{m^3}{Kn}$$

$$\underline{d1 = 14,17 \text{ mm}}$$

El asentamiento inmediato es de 14,17 mm para una carga de 22,00 T/m²

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA

Hay dos componentes de asentamiento que contribuyen al asentamiento total por componentes de asentamiento que contribuyen al asentamiento total por consolidación de las arcillas blandas: asentamiento por consolidación primaria (dc) y el asentamiento por compresión secundaria (ds)

Para las ecuaciones (3.43), (3.44) y (3.45), el asentamiento por consolidación primaria puede ser calculada mediante dos métodos, los cuales se explican a continuación:

Una capa de arcilla dada puede ser dividida en varias capas delgadas teniendo así espesores de $H_{c(1)}, H_{c(2)}, \dots, H_{c(n)}$. (Figura 61). Los esfuerzos efectivos en la mitad de cada capa viene dado por $\Delta\sigma'_{o(1)}, \Delta\sigma'_{o(2)}, \dots, \Delta\sigma'_{o(n)}$. El incremento de esfuerzo promedio para cada capa puede ser aproximadamente igual al incremento del esfuerzo vertical en la mitad de cada capa del suelo, es decir, $\Delta\sigma_{prom(1)} \approx \Delta\sigma_1, \Delta\sigma_{prom(2)} \approx \Delta\sigma_2, \dots, \Delta\sigma_{prom(n)} \approx \Delta\sigma_n$. Por lo tanto el asentamiento por consolidación de una capa entera puede ser calculado como:

σ'_o = esfuerzo efectivo sobre el estrato de arcilla antes de la construcción de la cimentación

$\Delta\sigma_{prom}$ = incremento del esfuerzo promedio sobre el estrato de arcilla causado por la construcción de la cimentación

σ'_p = esfuerzo de preconsolidación

e_o = relación de vacíos inicial del estrato de arcilla

C_c = índice de compresión

C_s = índice de expansibilidad

H_c = espesor de la capa de arcilla

$$\delta_c = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{C_c H_i}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_{o(i)} + \Delta\sigma_{prom(i)}}{\sigma'_{o(i)}} \right)$$

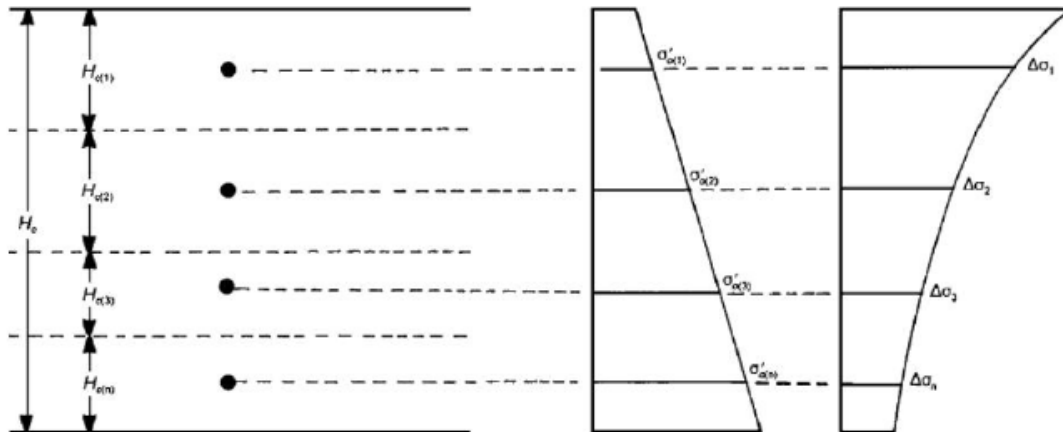


Figura 61: Cálculo para el asentamiento por consolidación

Fuente: Braja M. Das, *Shallow Foundations, Bearing Capacity and Settlement*.

En la siguiente figura se muestran los incrementos de esfuerzos en base a la teoría de Boussinesq; la figura muestra el porcentaje de carga que se transmite a la profundidad determinada.

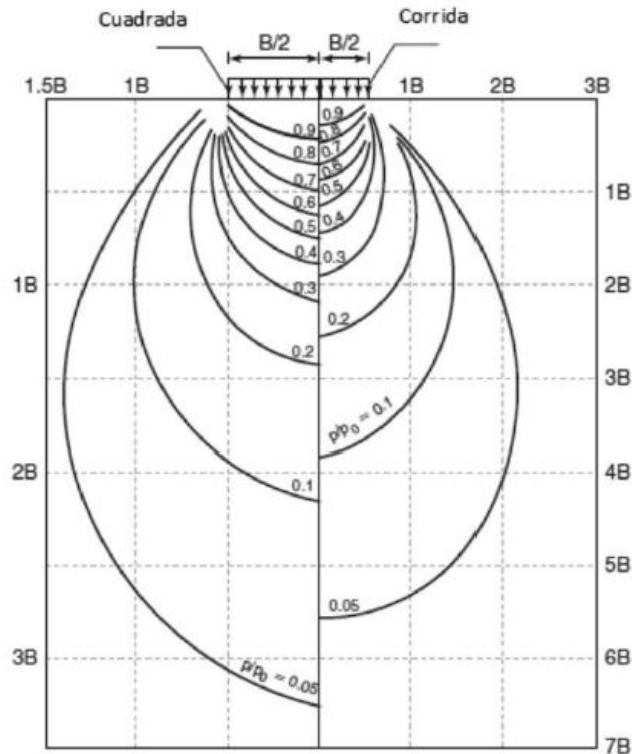


Figura 62: Distribución de esfuerzos en base a la teoría de Boussinesq

Calculo del esfuerzo efectivo

Considerando que se está tratando con un suelo de tipo SM arena limosa y no de una arcilla blanda se considera la subdivisión en un capa

Se considera un espesor de capa $H_i(m)$ de 1B en donde ya solo se transmite un 30% de carga

Se considera un profundidad a la mitad de capa de arcilla mitad las espesor de capa $H_i(m)$ y se suma la profundidad de desplante DF .

Cálculo de σ'_o			
Capa	Espesor de capa $H_i(m)$	Profundidad a la mitad de capa de arcilla	$\sigma'_o = (kN/m^2)$
1	0	70	980

Para este caso se determina que se tiene una cimentación regular por lo que $L/B=1$

Se considera la profundidad de 1.5 m debido a que consideramos una capa de espesor de 3 m

El dato de $\Delta\sigma$ se determina en base a la tabla 13 de la guía -6-geotecnica NEC 15

Cálculo de $\Delta\sigma(\text{prom})$							
Capa	Espesor de capa H_i (m)	Profundidad a la mitad de capa de arcilla desde la cimentación	L/B^a	z/B	$\frac{\Delta\sigma(\text{prom})_b}{q}$	$\Delta\sigma(\text{prom})^c$	
1	0	3	1	2,1875	0,108	27	

$$\delta_{cp} = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{C_c H_i}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_{o(i)} + \Delta\sigma_{prom(i)}}{\sigma'_{o(i)}} \right)$$

Cc	Indice de compresion	0,1875
eo	relacion de vacion insitu	0,9
Hi	Espesor de arcilla	0,01

$$dcp = \frac{0.1875 * 0.01}{1 + 0.90} * \left(\frac{27.00 * 980.0}{980.00} \right) = 0.00001164842 \text{ m}$$

$$dcp = 0.0000116480 \text{ m} * 100 = 0.01164 \text{ mm}$$

El asentamiento por consolidación secundaria es bajo debido a que no existe capas de arcillas blandas

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA

El asentamiento de compresión secundario se produce después del final de la consolidación primaria. ($t = t_p$ en EOP, teóricamente el exceso de presión de poros $\Delta u = 0$). Sin embargo, la fluencia también puede ocurrir durante la consolidación primaria, lo que conduce a un aumento de δ_{cf} en EOP.

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad (3.47)$$

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (3.48)$$

$$\frac{C_\alpha}{C_c} = \frac{\Delta \log t}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (3.49)$$

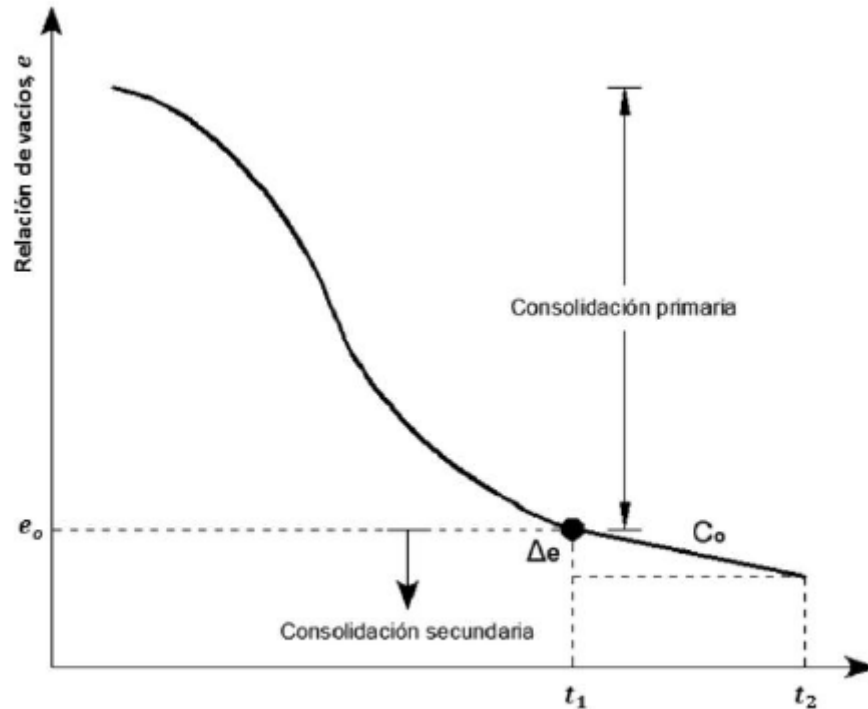


Figura 64: Curva tiempo – Relación de vacíos

$$C_\alpha = 0,0003$$

Indice de compresibilidad secundaria en arenas

$$e_0 = 0,90$$

Relacion de vacios

$$H_c = 0,01$$

Espesor de la capa de arcilla

$$t_2 = 10$$

años

$$t_1 = 3$$

años

$$\delta_s = \frac{C_\alpha H_c}{1 + e_p} \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right)$$

$$ds = \frac{* 0.003}{1 + 0.90} * \log \left(\frac{10}{3} \right) = 0,00008298 \text{ m}$$

$$\underline{ds = 0,00008255 \text{ m} * 100 = 0.08255 \text{ mm}}$$

El asentamiento por consolidación secundaria es casi nula debido a que el índice de compresibilidad en arenas es bajo, este tiene un mayor efecto en el caso de suelos limosos o arcillosos con altos contenidos de humedad

ASENTAMIENTOS TOTALES

Es la suma de todos los asentamientos primarios, por consolidación primaria y secundaria, cuando estos últimos asentamientos son importantes.

El asentamiento total está en función al tiempo, por lo que es igual a:

$$\delta_{total} = \delta_i + \delta_p + \delta_s$$

Dónde:

δ_i = asentamiento en función a la respuesta inmediata del suelo

δ_{cp} = asentamiento en función a la consolidación primaria del suelo

δ_{cs} = asentamiento en función a la consolidación secundaria del suelo

$$dtotal = di + dp + ds$$

$$dtotal = 14,17 + 0.01164 + 0.0825$$

$$dtotal = 14,27 \text{ mm}$$

El asentamiento total en este caso será 14,27 mm para una carga de 22,00 t/m² en consideración a la profundidad de 5.00 m de influencia del bulbo de presiones.

Los análisis de los datos están basado de acuerdo a lo establecido en la norma geotécnica y diseño de cimentaciones (NE_SE_CM)

11.VARIACION DE CAPACIDAD ADMISIBLE VS BASE DE LA CIMENTACIÓN

A continuación, se indican los parámetros principales respectivos al análisis de las características mecánicas y físicas de los estratos de estudio, los cuales describen la disposición de cargas:

Se considera como un ancho mínimo de $b = 1.60 \text{ m}$ para el cálculo de la cimentación



12. CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION.

- 12.1 Tipo de cimentación: Zapata aislada
- 12.2 Estrato de apoyo de la cimentación: SM Arena limosa medio densa.
- 12.3 Profundidad de la cimentación: -1,50 m hacia abajo med. desde boca sondeo P1
- 12.4 Presión admisible del terreno natural: 2,20 Kg/cm² (220,0 KN/m²).
- 12.5 Se colocará 20 cm de mejoramiento para uniformizar la cimentación bajo plintos, cadenas y contrapisos y evitar la humedad por capilaridad.
- 12.6 El mejoramiento se colocará en capas de 20 cm, y se compactará al 95 %, del Proctor modificado según AASHTO T – 180.
- 12.7 Factor de seguridad: FS=3.0
- 12.8 Asentamiento máximo 2.50 cm.
- 12.9 Coeficiente de balasto 1,90 Kg/cm³.
- 12.10 Angulo de fricción interna 32 °.
- 12.11 Ancho B asumido = 1,50 m
- 12.12 Altura de influencia del bulbo de presiones 5,00 m.

13. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- El área analizada que corresponde a la perforación **P1**, donde se encuentra ubicada la construcción los suelos encontrados son SM Arenas limosas medio densas, desde el nivel 0.00 hasta el nivel -1,50 m, luego se detectan SM Arenas limosas medio densas a densas desde el nivel -1,50 m hasta el nivel -4,00 m, hasta donde avanzo la perforación y se detectó rechazo desde el nivel -4,00 m.
- La capacidad portante normal del suelo natural en el nivel -1,50 m se determina 2,20 kg/cm². Kg/cm² (220,0 KN/m²).
- Se colocarán 20 cm de mejoramiento con subbase clase 2 bajo los plintos, cadenas y contrapisos para uniformizar la cimentación y evitar la humedad por capilaridad.
- El material de mejoramiento se compactará en capas de 20 cm, al 95 % del Proctor modificado de acuerdo AASHTO T-180.
- El tipo de cimentación escogida es zapata aislada
- No se detecta nivel freático.
- Los datos presentados en los anexos sus niveles se toman como referencia la cota de boca de sondeo, o nivel de subrasante natural.
- Antes de colocar el mejoramiento se compactará el suelo de subrasante al 95 % del proctor modificado.
- El constructor analizará el comportamiento de las construcciones vecinas, el momento de las excavaciones, y tomará las seguridades del caso, como son los apuntalamientos u otro método de aseguramiento.

Atentamente.



Firmado electrónicamente por:
OSWALDO MANOTOA
RODRIGUEZ

Validar únicamente con FirmaEC

Ing. Oswaldo Manotoa R.

Ing. Civil

R. Senescyt 1010-02-139868



14.2. Cuadros de Perforaciones SPT

[illegible]

Tabla 2 Cuadro de Datos P1

OM Ingeniero civil.

ENSAYO DE GRANULOMETRIA (NORMA INEN 872)

PROYECTO: Tesis del Sr. Steven Balladares

SOLICITA: Sr. Steven Balladares

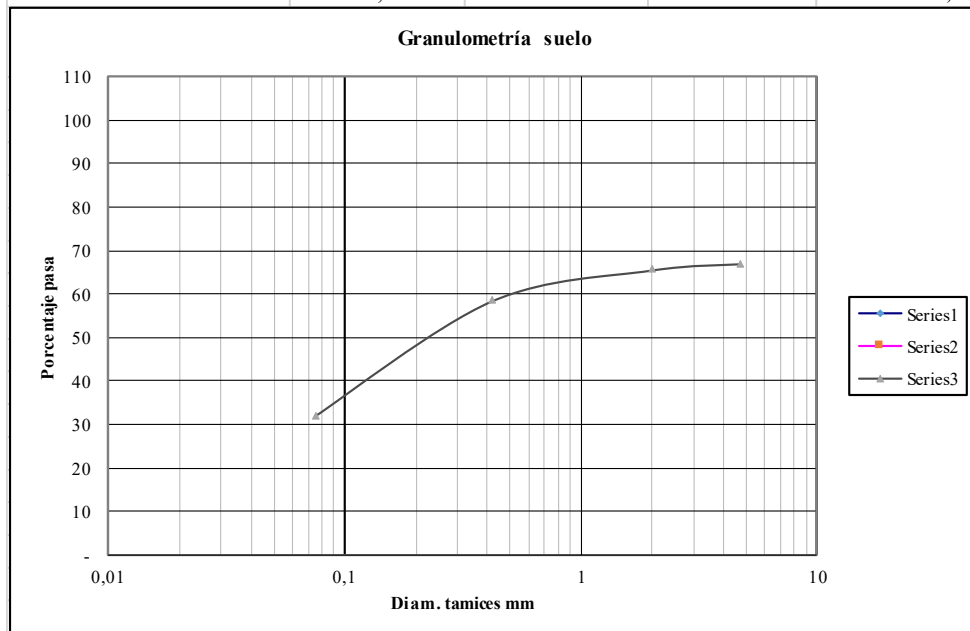
FECHA: 14 – octubre – 2024

FISCALIZA:

MUESTRA: Suelo natural perforacion SPT1 de -1,00m a -2,00 m

UBICACIÓN: Av. Gonzales Suárez

TAMIZ	PESO RET	% RETENIDO	% PASA	% ESPECIF.
3" (76.2 mm)	0	-	100,0	
# 4 (4.75 mm)	51,80	33,0	67,0	
# 10 (2.00 mm)	54,10	34,4	65,6	
# 40 (0.42 mm)	65,30	41,6	58,4	
# 200 (0.0075 mm)	106,80	68,0	32,0	
TOTAL	157,14		Humedad % =	6,59



Nota: Serie 1 material en estudio.

Clasificación SUCS: SM(Arena limosa) Color café claro
Peso total SH. 167,5
Peso total SS. 157,14
Cont. Humedad % Tarro P-5 6,59

Pt+SH	Pt+SS	Pagua	PSS	Pt.
105,81	101,73	4,08	61,9	39,83

Tabla 4 Ensayos Granulométricos P1 de -1.00 a -2.00



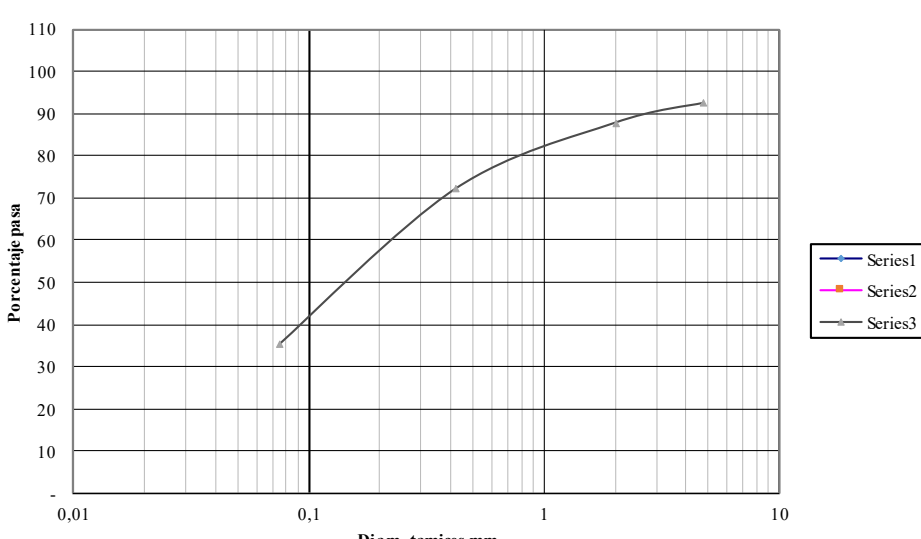
OM Ingeniero civil.				
ENSAYO DE GRANULOMETRIA (NORMA INEN 872)				
PROYECTO: Tesis del Sr. Steven Balladares				
SOLICITA: Sr. Steven Balladares			FECHA: 14 – octubre – 2024	
FISCALIZA:				
MUESTRA: Suelo natural perforacion SPT 1 de -2,00m a -3,00m			UBICACIÓN: Av. Gonzales Suárez	
TAMIZ	PESO RET	% RETEN	% PASA	% ESPECIF.
3"(76.2 mm)	0	-	100,0	
# 4 (4.75 mm)	41,10	7,5	92,5	
# 10 (2.00 mm)	67,10	12,2	87,8	
# 40 (0.42 mm)	153,20	27,9	72,1	
# 200 (0.0075 mm)	356,10	64,9	35,1	
TOTAL	549,02		Humedad % =	6,59
Granulometría suelo 				
Nota: Serie 1 material en estudio.				
Clasificación SUCS: SM (Arena limosa) Color café claro				
Peso total SH.	585,2			
Peso total SS.	549,02			
Cont. Humedad % Tarro F-5	6,59			
Pt+SH	Pt+SS	Pagua	PSS	Pt.
196,53	187,75	8,78	133,25	54,5

Tabla 5 Ensayos Granulométricos P1 de -2.00 a -3.00

OM Ingeniero civil.

ENSAYO DE GRANULOMETRIA (NORMA INEN 872)

PROYECTO: Tesis del Sr. Steven Balladares

SOLICITA: Sr. Steven Balladares

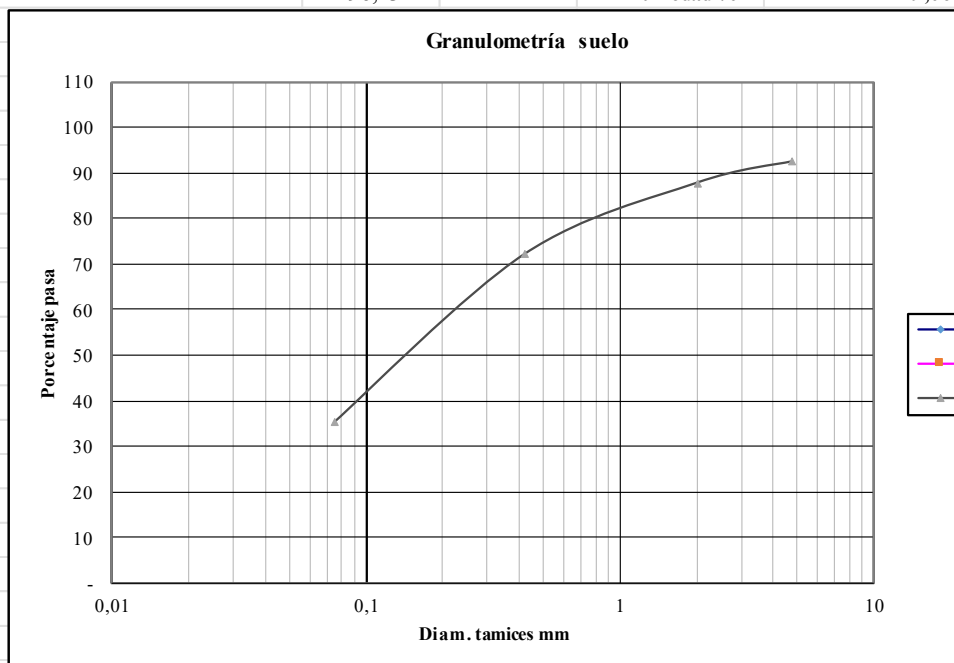
FECHA: 14 – octubre – 2024

FISCALIZA:

MUESTRA: Suelo natural perforacion SPT1 de -3,00m a -4,00m

UBICACIÓN: Av. Gonzales Suárez

TAMIZ	PESO RET	% RETEN	% PASA	% ESPECIF.
3" (76.2 mm)	0	-	100,0	
# 4 (4.75 mm)	49,40	10,0	90,0	
# 10 (2.00 mm)	69,20	13,9	86,1	
# 40 (0.42 mm)	139,00	28,0	72,0	
# 200 (0.0075 mm)	343,80	69,3	30,7	
TOTAL	496,13		Humedad % =	9,06



Nota: Serie 1 material en estudio.

Clasificación SUCS: SM (Arena limosa) Color gris

Peso total SH. 541,1

Peso total SS. 496,13

Cont. Humedad % Tarro W-5 9,06

Pt+SH	Pt+SS	Pagua	PSS	Pt.
205,61	192,89	12,72	140,32	52,57

Tabla 6 Ensayos Granulométricos P1 de -3.00 a -4.00

14.4. Densidad de campo

Om ing. Civil						
LABORATORIO DE SUELOS						
ENSAYO DE DENSIDAD DE CAMPO (METODO CONO Y ARENA)						
PROYECTO: Tesis Sr. Steven Balladares						
UBICACION: Av. Gonzales Suarez		MUESTRA: Suelo natural M1 h= -0,00 - 0,50 m				
SOLICITA: Sr. Steven Balladares		FECHA: 14 - octubre - 2024				
ESPECIFICACION:		INF.				
CONSTRUYE:						
ENSAYO #	1	2	3	4	5	6
Punto	1	2	3	4	5	
SITUACION	P 1					
ESPESOR CAPA (cm)	20					
FRASCO #	X-2					
PESO ARENA+FRASCO ANTES (gm)	4165,2					
PESO ARENA+FRASCO DESPUES (gm)	1210,2					
PESO ARENA USADA (gm)	2955					
CORRECCION VOLUMEN CONO (gm)	1606,2					
ARENA EN EL HUECO (gm)	1348,8					
CALIBRACION ARENA (gm./cm3)	1,489					
VOLUMEN HUECO (cm3)	906,09					
PESO SUELO HUMEDO + RECIP (gm)	1542,2					
PESO RECIPIENTE (gm)	3					
PESO SUELO HUMEDO (gm)	1539,2					
DENSIDAD HUMEDA (gm/cm3)	1,699					
CONTENIDO HUMEDAD %	C-5					
PESO MUESTRA HUMEDA+TARRO (g)	190,21					
PESO MUESTRA SECA +TARRO (gm)	170,12					
PESO TARRO (gm)	46,02					
PESO AGUA (gm)	20,09					
PESO SUELO SECO (gm)	124,1					
CONTENIDO HUMEDAD %	16,19					
MAX. DENSID. LABORAT. (gm/cm3)						
DENSIDAD SECA (gm/cm3)	1,462					
% COMPACTACION						
OBSERVACIONES:						

Tabla 7. Densidad de campo



14.5. Imágenes



Fotografía 2 Perforación SPT 1



Fotografía 3 Muestra Perforación S.P.T. 1



Fotografía 4 Muestra Perforación S.P.T. 1



Fotografía 5 Muestra Perforación S.P.T. 1



Fotografía 6 Muestra Perforación S.P.T. 1

Análisis Granulométrico



Fotografía 7 Granulometría de material del suelo

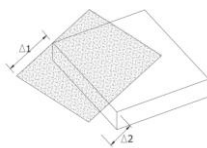
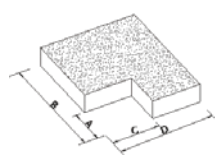
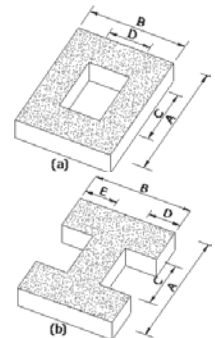
Anexo 4: Tablas de Norma

Anexo 4.1: Coeficiente R Según NEC-SE-DS 15

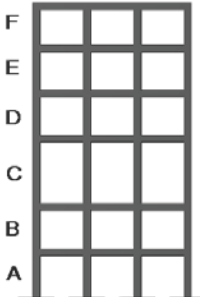
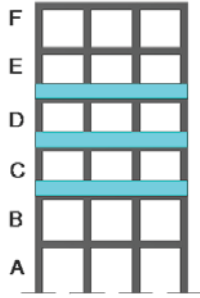
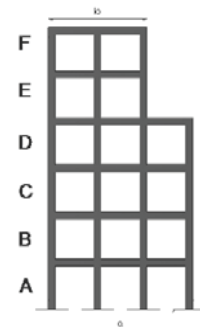
Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia	2,5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2,5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Anexo 4.2: Irregularidad en Planta NEC-SE-DS 15

Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{Pi}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	
Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{Pi}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	
Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{Pi}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$ La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	
Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{Pi}=0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.	

Anexo 4.3: Irregularidad en Elevación NEC-SE-DS 15

Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{Ei}=0.9$ Rigidez $K_C < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{K_D + K_E + K_F}{3}$ La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	
Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{Ei}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$ La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	
Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{Ei}=0.9$ $a > 1.3 b$ La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.	

Anexo 4.4: Categoría de Riesgo propuesta NEC-SE-DS 24

Característica de la edificación	Ejemplos	Categoría de Riesgo
Edificaciones que representan un riesgo bajo para la vida humana en caso de falla	• Instalaciones agrícolas • Ciertas instalaciones temporales. • Instalaciones de almacenamiento menores	I
Todas las edificaciones, excepto aquellas clasificadas con categorías de riesgo I, III y IV.	• Residencias unifamiliares y bifamiliares que no clasifican dentro de NEC-SE-VIVIENDA • Edificios de oficinas, apartamentos, centros comerciales y otras estructuras con capacidad menor a 300 personas	II

Edificaciones cuya falla podría representar un riesgo sustancial para la vida humana. Edificaciones no incluidas en la categoría de riesgo IV, con potencial de ocasionar un impacto económico sustancial y/o interrupción masiva de la vida civil cotidiana en caso de falla. Edificaciones no incluidas en la categoría de riesgo IV (incluyendo, pero no limitado a las instalaciones que fabrican, procesan, manipulan, almacenan, usan o eliminan sustancias tales como combustibles, productos químicos peligrosos, desechos peligrosos o explosivos de cualquier tipo) que contienen sustancias tóxicas o explosivas.	• Edificios de oficinas, apartamentos, centros comerciales y otras estructuras con capacidad entre 300 y 5000 personas • Museos, iglesias. • Centros de almacenaje y abastecimiento de alimentos y productos de primera necesidad. • Todos los centros de educación: inicial, primaria, secundaria y superior. • Edificios públicos que requieren operar continuamente. • Centros de privación de libertad y reformatorios • Albergues y centros de cuidado de adultos mayores. • Estaciones de generación de energía y otras instalaciones de servicios públicos no incluidos en la Categoría IV	III
Edificaciones designadas como instalaciones esenciales. Edificaciones cuyo colapso podría representar un peligro sustancial para la comunidad. Edificaciones que contienen cantidades importantes de sustancias altamente tóxicas Edificaciones necesarias para mantener la funcionalidad de otras estructuras de la categoría de riesgo IV.	• Edificios y otras estructuras con capacidad mayor a 5000 personas. • Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. • Instalaciones de bomberos, rescates, ambulancias y estaciones de policía y garajes para vehículos de emergencia • Refugios de emergencia designados para terremotos, huracanes u otros • Centros de preparación, comunicación y operación para emergencias y otras instalaciones requeridas para la respuesta de emergencia • Estaciones de generación de energía y otras instalaciones de servicios públicos requeridas en una emergencia • Estructuras auxiliares (que incluyen, entre otras, torres de comunicación, tanques de almacenamiento de combustible, torres de enfriamiento, estructuras de subestaciones eléctricas, tanques de almacenamiento de agua y bombeo contra incendios u otras estructuras que alberguen o soporte agua, u otro material o equipo de extinción de incendios) requeridos para la operación de estructuras de Categoría IV durante una emergencia • Torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo y hangares de aeronaves de emergencia • Estructuras estratégicas (centros de control de presas y embalses, plataformas y refinerías petroleras, entre otros) • Edificios y otras estructuras que tienen funciones críticas de defensa nacional (centros de planificación y toma de decisiones del gobierno, Fuerzas Armadas y Policía Nacional).	IV

Anexo 4.5: Coeficiente R y C_d según propuesta NEC-SE-DS 24

Sistema Estructural Resistente a Carga Sísmica	Documentos de Referencia	R	W ₀	c _d	Altura máxima permitida (m),h _n		
					Categoría de Diseño Sísmico (CDS)		
SISTEMAS RELATIVAMENTE RIGIDOS					C	D	EF
Pórticos arriostrados excéntricamente de acero	NEC-SE-AC: 6.3, AISC 341-16: F3	8	2	4	SL	50	30
Pórticos especiales arriostrados concéntricamente de acero	NEC-SE-AC: 6.2, AISC 341-16: F2	6	2	5	SL	50	30
Pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente de acero	NEC-SE-AC: 6.1, AISC 341-16: F1	3,25	2	3,25	SL	10	NP
Muros estructurales especiales de hormigón	ACI 318-19: 18.10	6	2,5	5	SL	50	30
Pórticos con arriostramientos con pandeo restringido	NEC-SE-AC: 6.4, AISC 341-16: F4	8	2,5	5	SL	50	30
Muros especiales de cortante en acero	NEC-SE-AC: 6.5, AISC 341-16: F5	7	2	6	SL	50	30
PORTICOS RESISTENTES A MOMENTO							
Pórticos especiales resistentes a momento en acero	NEC-SE-AC: 5.3, AISC 341-16: E3	8	3	5,5	SL	SL	SL
Pórticos intermedios resistentes a momento en acero	NEC-SE-AC: 5.2, AISC 341-16: E2	4,5	3	4	SL	12	NP
Pórticos ordinarios resistentes a momento en acero	NEC-SE-AC: 5.1, AISC 341-16: E1	3,5	3	3	10	NP*	NP
Pórticos especiales resistentes a momento en hormigón	ACI 318-19: 18.6, 18.7, 18.8	8	3	5,5	SL	SL	SL
Pórticos resistentes a momento con vigas de acero y columna tubular de acero rellena de hormigón*	AISC 341-16: Cap. G Lai et. al. (2020)	3,5	3	3	10	NP*	NP
SISTEMAS DUALES CON PORTICOS RESISTENTES A MOMENTO ESPECIALES CAPACES DE RESISTIR AL MENOS EL 25% DE LA CARGA SISMICA							
Sistema dual con pórticos especiales resistentes a momento y Pórticos arriostrados excéntricamente de acero	-	8	2,5	4	SL	SL	SL
Sistema dual con pórticos especiales resistentes a momento y Pórticos especiales arriostrados concéntricamente de acero	-	7	2,5	5,5	SL	SL	SL
Sistema dual con pórticos especiales resistentes a momento y Muros estructurales especiales de hormigón	-	7	2,5	5,5	SL	SL	SL
Sistema dual con pórticos especiales resistentes a momento y pórticos con arriostramientos con pandeo restringido	-	8	2,5	5	SL	SL	SL
Sistema dual con pórticos especiales resistentes a momento y muros especiales de cortante en acero	-	8	2,5	6,5	SL	SL	SL

Anexo 5:

Espectros

Anexo 5.1: Espectros de Respuesta NEC-SE-DS 2015

T (s)	Sa Elástico	Sa Reducido
0,000	1,190	0,184
0,050	1,190	0,184
0,100	1,190	0,184
0,150	1,190	0,184
0,200	1,190	0,184
0,250	1,190	0,184
0,300	1,190	0,184
0,350	1,190	0,184
0,400	1,190	0,184
0,450	1,190	0,184
0,500	1,190	0,184
0,550	1,190	0,184
0,600	1,190	0,184
0,650	1,190	0,184
0,700	1,187	0,183
0,750	1,108	0,171
0,800	1,039	0,160
0,850	0,978	0,151
0,900	0,923	0,142
0,950	0,875	0,135
1,000	0,831	0,128
1,050	0,791	0,122
1,100	0,756	0,117
1,150	0,723	0,112
1,200	0,693	0,107
1,250	0,665	0,103
1,300	0,639	0,099
1,350	0,616	0,095
1,400	0,594	0,092
1,450	0,573	0,088
1,500	0,554	0,085
1,550	0,536	0,083
1,600	0,519	0,080
1,650	0,504	0,078
1,700	0,489	0,075
1,750	0,475	0,073
1,800	0,462	0,071
1,850	0,449	0,069
1,900	0,437	0,067
1,950	0,426	0,066
2,000	0,416	0,064
2,050	0,405	0,063
2,100	0,396	0,061
2,150	0,387	0,060
2,200	0,378	0,058
2,250	0,369	0,057
2,300	0,361	0,056
2,350	0,354	0,055
2,400	0,346	0,053
2,450	0,339	0,052

T (s)	Sa Elástico	Sa Reducido
2,500	0,332	0,051
2,550	0,326	0,050
2,600	0,320	0,049
2,650	0,314	0,048
2,700	0,308	0,047
2,750	0,302	0,047
2,800	0,297	0,046
2,850	0,292	0,045
2,900	0,287	0,044
2,950	0,282	0,043
3,000	0,277	0,043
3,050	0,272	0,042
3,100	0,268	0,041
3,150	0,264	0,041
3,200	0,260	0,040
3,250	0,256	0,039
3,300	0,252	0,039
3,350	0,248	0,038
3,400	0,244	0,038
3,450	0,241	0,037
3,500	0,237	0,037
3,550	0,234	0,036
3,600	0,231	0,036
3,650	0,228	0,035
3,700	0,225	0,035
3,750	0,222	0,034
3,800	0,219	0,034
3,850	0,216	0,033
3,900	0,213	0,033
3,950	0,210	0,032
4,000	0,208	0,032
4,050	0,205	0,032
4,100	0,203	0,031
4,150	0,200	0,031
4,200	0,198	0,031
4,250	0,196	0,030
4,300	0,193	0,030
4,350	0,191	0,029
4,400	0,189	0,029
4,450	0,187	0,029
4,500	0,185	0,028
4,550	0,183	0,028
4,600	0,181	0,028
4,650	0,179	0,028
4,700	0,177	0,027
4,750	0,175	0,027
4,800	0,173	0,027
4,850	0,171	0,026
4,900	0,170	0,026
4,950	0,168	0,026

T (s)	Sa Elástico	Sa Reducido
5,000	0,166	0,026
5,050	0,165	0,025
5,100	0,163	0,025
5,150	0,161	0,025
5,200	0,160	0,025
5,250	0,158	0,024
5,300	0,157	0,024
5,350	0,155	0,024
5,400	0,154	0,024
5,450	0,152	0,024
5,500	0,151	0,023
5,550	0,150	0,023
5,600	0,148	0,023
5,650	0,147	0,023
5,700	0,146	0,022
5,750	0,145	0,022
5,800	0,143	0,022
5,850	0,142	0,022
5,900	0,141	0,022
5,950	0,140	0,022
6,000	0,139	0,021
6,050	0,137	0,021
6,100	0,136	0,021
6,150	0,135	0,021
6,200	0,134	0,021
6,250	0,133	0,021
6,300	0,132	0,020
6,350	0,131	0,020
6,400	0,130	0,020
6,450	0,129	0,020

6,500	0,128	0,020
6,550	0,127	0,020
6,600	0,126	0,019
6,650	0,125	0,019
6,700	0,124	0,019
6,750	0,123	0,019
6,800	0,122	0,019
6,850	0,121	0,019
6,900	0,120	0,019
6,950	0,120	0,018
7,000	0,119	0,018
7,050	0,118	0,018
7,100	0,117	0,018
7,150	0,116	0,018
7,200	0,115	0,018
7,250	0,115	0,018
7,300	0,114	0,018
7,350	0,113	0,017
7,400	0,112	0,017
7,450	0,112	0,017
7,500	0,111	0,017
7,550	0,110	0,017
7,600	0,109	0,017
7,650	0,109	0,017
7,700	0,108	0,017
7,750	0,107	0,017
7,800	0,107	0,016
7,850	0,106	0,016
7,900	0,105	0,016
7,950	0,105	0,016
8,000	0,104	0,016

Anexo 5.2: Espectros de Respuesta de la propuesta NEC-SE-DS 2024

T (s)	Sa Elástico	Sa Reducido
0,000	1,140	0,163
0,050	1,140	0,163
0,100	1,140	0,163
0,150	1,140	0,163
0,200	1,140	0,163
0,250	1,140	0,163
0,300	1,140	0,163
0,350	1,140	0,163
0,400	1,140	0,163
0,450	1,140	0,163
0,500	1,140	0,163
0,550	1,137	0,162
0,600	1,042	0,149
0,650	0,962	0,137
0,700	0,893	0,128
0,750	0,833	0,119
0,800	0,781	0,112
0,850	0,735	0,105
0,900	0,695	0,099
0,950	0,658	0,094
1,000	0,625	0,089
1,050	0,595	0,085
1,100	0,568	0,081
1,150	0,544	0,078
1,200	0,521	0,074
1,250	0,500	0,071
1,300	0,481	0,069
1,350	0,463	0,066
1,400	0,447	0,064
1,450	0,431	0,062
1,500	0,417	0,060
1,550	0,403	0,058
1,600	0,391	0,056
1,650	0,379	0,054
1,700	0,368	0,053
1,750	0,357	0,051
1,800	0,347	0,050
1,850	0,338	0,048
1,900	0,329	0,047
1,950	0,321	0,046
2,000	0,313	0,045
2,050	0,305	0,044
2,100	0,298	0,043
2,150	0,291	0,042
2,200	0,284	0,041
2,250	0,278	0,040
2,300	0,272	0,039
2,350	0,266	0,038
2,400	0,260	0,037
2,450	0,255	0,036

T (s)	Sa Elástico	Sa Reducido
2,500	0,250	0,036
2,550	0,245	0,035
2,600	0,240	0,034
2,650	0,236	0,034
2,700	0,232	0,033
2,750	0,227	0,032
2,800	0,223	0,032
2,850	0,219	0,031
2,900	0,216	0,031
2,950	0,212	0,030
3,000	0,208	0,030
3,050	0,205	0,029
3,100	0,200	0,029
3,150	0,194	0,028
3,200	0,188	0,027
3,250	0,182	0,026
3,300	0,176	0,025
3,350	0,171	0,024
3,400	0,166	0,024
3,450	0,161	0,023
3,500	0,157	0,022
3,550	0,152	0,022
3,600	0,148	0,021
3,650	0,144	0,021
3,700	0,140	0,020
3,750	0,137	0,020
3,800	0,133	0,019
3,850	0,130	0,019
3,900	0,126	0,018
3,950	0,123	0,018
4,000	0,120	0,017
4,050	0,117	0,017
4,100	0,114	0,016
4,150	0,112	0,016
4,200	0,109	0,016
4,250	0,106	0,015
4,300	0,104	0,015
4,350	0,101	0,014
4,400	0,099	0,014
4,450	0,097	0,014
4,500	0,095	0,014
4,550	0,093	0,013
4,600	0,091	0,013
4,650	0,089	0,013
4,700	0,087	0,012
4,750	0,085	0,012
4,800	0,083	0,012
4,850	0,082	0,012
4,900	0,080	0,011
4,950	0,078	0,011

T (s)	Sa Elástico	Sa Reducido
5,000	0,077	0,011
5,050	0,075	0,011
5,100	0,074	0,011
5,150	0,072	0,010
5,200	0,071	0,010
5,250	0,070	0,010
5,300	0,068	0,010
5,350	0,067	0,010
5,400	0,066	0,009
5,450	0,065	0,009
5,500	0,063	0,009
5,550	0,062	0,009
5,600	0,061	0,009
5,650	0,060	0,009
5,700	0,059	0,008
5,750	0,058	0,008
5,800	0,057	0,008
5,850	0,056	0,008
5,900	0,055	0,008
5,950	0,054	0,008
6,000	0,053	0,008
6,050	0,052	0,007
6,100	0,052	0,007
6,150	0,051	0,007
6,200	0,050	0,007
6,250	0,049	0,007
6,300	0,048	0,007
6,350	0,048	0,007
6,400	0,047	0,007
6,450	0,046	0,007

6,500	0,045	0,006
6,550	0,045	0,006
6,600	0,044	0,006
6,650	0,043	0,006
6,700	0,043	0,006
6,750	0,042	0,006
6,800	0,042	0,006
6,850	0,041	0,006
6,900	0,040	0,006
6,950	0,040	0,006
7,000	0,039	0,006
7,050	0,039	0,006
7,100	0,038	0,005
7,150	0,038	0,005
7,200	0,037	0,005
7,250	0,037	0,005
7,300	0,036	0,005
7,350	0,036	0,005
7,400	0,035	0,005
7,450	0,035	0,005
7,500	0,034	0,005
7,550	0,034	0,005
7,600	0,033	0,005
7,650	0,033	0,005
7,700	0,032	0,005
7,750	0,032	0,005
7,800	0,032	0,005
7,850	0,031	0,004
7,900	0,031	0,004
7,950	0,030	0,004
8,000	0,030	0,004

Anexo 5.3: Espectro de Respuesta Elástico NEC-SE-DS 2015 (Sa - Sd)

NEC-SE-DS 15	
Sa (g)	Sd (mm)
1,190	0,000
1,190	0,740
1,190	2,958
1,190	6,656
1,190	11,832
1,190	18,488
1,190	26,622
1,190	36,236
1,190	47,328
1,190	59,900
1,190	73,951
1,190	89,480
1,190	106,489
1,190	124,977
1,187	144,557
1,108	154,882
1,039	165,208
0,978	175,533
0,923	185,859
0,875	196,184
0,831	206,510
0,791	216,835
0,756	227,161
0,723	237,486
0,693	247,812
0,665	258,137
0,639	268,463
0,616	278,788
0,594	289,114
0,573	299,439
0,554	309,765
0,536	320,090
0,519	330,416
0,504	340,741
0,489	351,067
0,475	361,392
0,462	371,718
0,449	382,043
0,437	392,369
0,426	402,694
0,416	413,020
0,405	423,345
0,396	433,670
0,387	443,996
0,378	454,321
0,369	464,647
0,361	474,972
0,354	485,298
0,346	495,623

Sa (g)	Sd (mm)
0,339	505,949
0,332	516,274
0,326	526,600
0,320	536,925
0,314	547,251
0,308	557,576
0,302	567,902
0,297	578,227
0,292	588,553
0,287	598,878
0,282	609,204
0,277	619,529
0,272	629,855
0,268	640,180
0,264	650,506
0,260	660,831
0,256	671,157
0,252	681,482
0,248	691,808
0,244	702,133
0,241	712,459
0,237	722,784
0,234	733,110
0,231	743,435
0,228	753,761
0,225	764,086
0,222	774,412
0,219	784,737
0,216	795,063
0,213	805,388
0,210	815,714
0,208	826,039
0,205	836,364
0,203	846,690
0,200	857,015
0,198	867,341
0,196	877,666
0,193	887,992
0,191	898,317
0,189	908,643
0,187	918,968
0,185	929,294
0,183	939,619
0,181	949,945
0,179	960,270
0,177	970,596
0,175	980,921
0,173	991,247
0,171	1001,572
0,170	1011,898

Sa (g)	Sd (mm)
0,168	1022,223
0,166	1032,549
0,165	1042,874
0,163	1053,200
0,161	1063,525
0,160	1073,851
0,158	1084,176
0,157	1094,502
0,155	1104,827
0,154	1115,153
0,152	1125,478
0,151	1135,804
0,150	1146,129
0,148	1156,455
0,147	1166,780
0,146	1177,106
0,145	1187,431
0,143	1197,757
0,142	1208,082
0,141	1218,408
0,140	1228,733
0,139	1239,059
0,137	1249,384
0,136	1259,709
0,135	1270,035
0,134	1280,360
0,133	1290,686
0,132	1301,011
0,131	1311,337
0,130	1321,662
0,129	1331,988

Sa (g)	Sd (mm)
0,128	1342,313
0,127	1352,639
0,126	1362,964
0,125	1373,290
0,124	1383,615
0,123	1393,941
0,122	1404,266
0,121	1414,592
0,120	1424,917
0,120	1435,243
0,119	1445,568
0,118	1455,894
0,117	1466,219
0,116	1476,545
0,115	1486,870
0,115	1497,196
0,114	1507,521
0,113	1517,847
0,112	1528,172
0,112	1538,498
0,111	1548,823
0,110	1559,149
0,109	1569,474
0,109	1579,800
0,108	1590,125
0,107	1600,451
0,107	1610,776
0,106	1621,102
0,105	1631,427
0,105	1641,753
0,104	1652,078

Anexo 5.4: Espectro de Respuesta Elástico de la propuesta NEC-SE-DS 2024 (Sa - Sd)

NEC-SE-DS 24	
Sa (g)	Sd (mm)
1,140	0,000
1,140	0,708
1,140	2,833
1,140	6,374
1,140	11,331
1,140	17,705
1,140	25,495
1,140	34,702
1,140	45,325
1,140	57,364
1,140	70,820
1,137	85,435
1,042	93,202
0,962	100,969
0,893	108,736
0,833	116,502
0,781	124,269
0,735	132,036
0,695	139,803
0,658	147,570
0,625	155,337
0,595	163,103
0,568	170,870
0,544	178,637
0,521	186,404
0,500	194,171
0,481	201,937
0,463	209,704
0,447	217,471
0,431	225,238
0,417	233,005
0,403	240,772
0,391	248,538
0,379	256,305
0,368	264,072
0,357	271,839
0,347	279,606
0,338	287,373
0,329	295,139
0,321	302,906
0,313	310,673
0,305	318,440
0,298	326,207
0,291	333,974
0,284	341,740
0,278	349,507
0,272	357,274
0,266	365,041
0,260	372,808

Sa (g)	Sd (mm)
0,255	380,574
0,250	388,341
0,245	396,108
0,240	403,875
0,236	411,642
0,232	419,409
0,227	427,175
0,223	434,942
0,219	442,709
0,216	450,476
0,212	458,243
0,208	466,010
0,205	473,776
0,200	477,194
0,194	477,194
0,188	477,194
0,182	477,194
0,176	477,194
0,171	477,194
0,166	477,194
0,161	477,194
0,157	477,194
0,152	477,194
0,148	477,194
0,144	477,194
0,140	477,194
0,137	477,194
0,133	477,194
0,130	477,194
0,126	477,194
0,123	477,194
0,120	477,194
0,117	477,194
0,114	477,194
0,112	477,194
0,109	477,194
0,106	477,194
0,104	477,194
0,101	477,194
0,099	477,194
0,097	477,194
0,095	477,194
0,093	477,194
0,091	477,194
0,089	477,194
0,087	477,194
0,085	477,194
0,083	477,194
0,082	477,194
0,080	477,194

Sa (g)	Sd (mm)
0,078	477,194
0,077	477,194
0,075	477,194
0,074	477,194
0,072	477,194
0,071	477,194
0,070	477,194
0,068	477,194
0,067	477,194
0,066	477,194
0,065	477,194
0,063	477,194
0,062	477,194
0,061	477,194
0,060	477,194
0,059	477,194
0,058	477,194
0,057	477,194
0,056	477,194
0,055	477,194
0,054	477,194
0,053	477,194
0,052	477,194
0,052	477,194
0,051	477,194
0,050	477,194
0,049	477,194
0,048	477,194
0,048	477,194
0,047	477,194
0,046	477,194

Sa (g)	Sd (mm)
0,045	477,194
0,045	477,194
0,044	477,194
0,043	477,194
0,043	477,194
0,042	477,194
0,042	477,194
0,041	477,194
0,040	477,194
0,040	477,194
0,039	477,194
0,039	477,194
0,038	477,194
0,038	477,194
0,037	477,194
0,037	477,194
0,036	477,194
0,036	477,194
0,035	477,194
0,035	477,194
0,034	477,194
0,034	477,194
0,033	477,194
0,033	477,194
0,032	477,194
0,032	477,194
0,032	477,194
0,031	477,194
0,031	477,194
0,030	477,194
0,030	477,194

Anexo 6: Tablas de Etabs

Anexo 6.1: Derivas Inelásticas en Y Sin Corregir

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Drift	Drift/	Label	X	Y	Z	Inelastic Drift
									m	m	m	
Story5	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	1	Y	0,005017	1/199	48	-1	12,95	13,3	3,010%
Story5	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0,004041	1/247	48	-1	12,95	13,3	2,425%
Story5	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,005994	1/167	48	-1	12,95	13,3	3,596%
Story5	A M Espe YC	Combination	Max		Y	0,004783	1/209	56	19,25	-1	13,3	2,870%
Story5	A M Espe YC	Combination	Min		Y	0,004783	1/209	56	19,25	-1	13,3	2,870%
Story4	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	1	Y	0,007068	1/141	48	-1	12,95	10,6	4,241%
Story4	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0,005629	1/178	48	-1	12,95	10,6	3,377%
Story4	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,008508	1/118	48	-1	12,95	10,6	5,105%
Story4	A M Espe YC	Combination	Max		Y	0,006023	1/166	48	-1	12,95	10,6	3,614%
Story4	A M Espe YC	Combination	Min		Y	0,006023	1/166	48	-1	12,95	10,6	3,614%
Story3	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	1	Y	0,008536	1/117	48	-1	12,95	7,9	5,122%
Story3	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0,006723	1/149	48	-1	12,95	7,9	4,034%
Story3	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,010348	1/97	48	-1	12,95	7,9	6,209%
Story3	A M Espe YC	Combination	Max		Y	0,007314	1/137	48	-1	12,95	7,9	4,388%
Story3	A M Espe YC	Combination	Min		Y	0,007314	1/137	48	-1	12,95	7,9	4,388%
Story2	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	1	Y	0,007766	1/129	4	0	9,65	5,2	4,660%
Story2	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0,006093	1/164	4	0	9,65	5,2	3,656%
Story2	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,00944	1/106	4	0	9,65	5,2	5,664%
Story2	A M Espe YC	Combination	Max		Y	0,006688	1/150	4	0	9,65	5,2	4,013%
Story2	A M Espe YC	Combination	Min		Y	0,006688	1/150	4	0	9,65	5,2	4,013%
Story1	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	1	Y	0,003982	1/251	4	0	9,65	2,7	2,389%
Story1	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0,003035	1/329	4	0	9,65	2,7	1,821%
Story1	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,004929	1/203	4	0	9,65	2,7	2,957%
Story1	A M Espe YC	Combination	Max		Y	0,003713	1/269	4	0	9,65	2,7	2,228%
Story1	A M Espe YC	Combination	Min		Y	0,003713	1/269	4	0	9,65	2,7	2,228%

Anexo 6.2: Derivas Inelásticas en X Sin Corregir

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Drift	Drift/	Label	X	Y	Z	Inelastic Drift
									m	m	m	
Story5	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	1	X	0,005987	1/167	48	-1	12,95	13,3	3,592%
Story5	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	2	X	0,006372	1/157	48	-1	12,95	13,3	3,823%
Story5	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	3	X	0,005774	1/173	56	19,25	-1	13,3	3,464%
Story5	A M Espe XC	Combination	Max		X	0,006078	1/165	56	19,25	-1	13,3	3,647%
Story5	A M Espe XC	Combination	Min		X	0,006078	1/165	56	19,25	-1	13,3	3,647%
Story4	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	1	X	0,008089	1/124	48	-1	12,95	10,6	4,853%
Story4	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	2	X	0,008615	1/116	48	-1	12,95	10,6	5,169%
Story4	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	3	X	0,008053	1/124	56	19,25	-1	10,6	4,832%
Story4	A M Espe XC	Combination	Max		X	0,0084	1/119	56	19,25	-1	10,6	5,040%
Story4	A M Espe XC	Combination	Min		X	0,0084	1/119	56	19,25	-1	10,6	5,040%
Story3	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	1	X	0,009226	1/108	48	-1	12,95	7,9	5,536%
Story3	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	2	X	0,009858	1/101	48	-1	12,95	7,9	5,915%
Story3	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	3	X	0,009249	1/108	56	19,25	-1	7,9	5,549%
Story3	A M Espe XC	Combination	Max		X	0,009691	1/103	56	19,25	-1	7,9	5,815%
Story3	A M Espe XC	Combination	Min		X	0,009691	1/103	56	19,25	-1	7,9	5,815%
Story2	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	1	X	0,00765	1/131	3	9,65	12,95	5,2	4,590%
Story2	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	2	X	0,008267	1/121	3	9,65	12,95	5,2	4,960%
Story2	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	3	X	0,007256	1/138	19	19,25	0	5,2	4,354%
Story2	A M Espe XC	Combination	Max		X	0,007714	1/130	19	19,25	0	5,2	4,628%
Story2	A M Espe XC	Combination	Min		X	0,007714	1/130	19	19,25	0	5,2	4,628%
Story1	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	1	X	0,002563	1/390	2	4,8	12,95	2,7	1,538%
Story1	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	2	X	0,002913	1/343	2	4,8	12,95	2,7	1,748%
Story1	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	3	X	0,002387	1/419	8	16,25	9,65	2,7	1,432%
Story1	A M Espe XC	Combination	Max		X	0,002668	1/375	19	19,25	0	2,7	1,601%
Story1	A M Espe XC	Combination	Min		X	0,002668	1/375	19	19,25	0	2,7	1,601%

Anexo 6.3: Derivas Inelásticas en Y Corregido

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Drift	Drift/	Label	X	Y	Z	Inelastic Drift
									m	m	m	
Story5	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	1	Y	0,00073	1/1370	50	-1	6,65	13,3	0,438%
Story5	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0,000815	1/1226	65	19,25	5,75	13,3	0,489%
Story5	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,000828	1/1208	50	-1	6,65	13,3	0,497%
Story5	A M Espe YC	Combination	Max		Y	0,00076	1/1316	50	-1	6,65	13,3	0,456%
Story5	A M Espe YC	Combination	Min		Y	0,00076	1/1316	50	-1	6,65	13,3	0,456%
Story4	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	1	Y	0,00083	1/1205	50	-1	6,65	10,6	0,498%
Story4	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0,000908	1/1101	65	19,25	5,75	10,6	0,545%
Story4	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,00094	1/1064	50	-1	6,65	10,6	0,564%
Story4	A M Espe YC	Combination	Max		Y	0,000854	1/1172	50	-1	6,65	10,6	0,512%
Story4	A M Espe YC	Combination	Min		Y	0,000854	1/1172	50	-1	6,65	10,6	0,512%
Story3	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	1	Y	0,000872	1/1147	50	-1	6,65	7,9	0,523%
Story3	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0,000935	1/1070	65	19,25	5,75	7,9	0,561%
Story3	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,000987	1/1014	50	-1	6,65	7,9	0,592%
Story3	A M Espe YC	Combination	Max		Y	0,000884	1/1131	50	-1	6,65	7,9	0,530%
Story3	A M Espe YC	Combination	Min		Y	0,000884	1/1131	50	-1	6,65	7,9	0,530%
Story2	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	1	Y	0,000792	1/1263	59	0	10,95	5,2	0,475%
Story2	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0,000814	1/1228	65	19,25	5,75	5,2	0,488%
Story2	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,000887	1/1127	59	0	10,95	5,2	0,532%
Story2	A M Espe YC	Combination	Max		Y	0,000784	1/1275	59	0	10,95	5,2	0,470%
Story2	A M Espe YC	Combination	Min		Y	0,000784	1/1275	59	0	10,95	5,2	0,470%
Story1	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	1	Y	0,000407	1/2454	59	0	10,95	2,7	0,244%
Story1	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0,000392	1/2549	3	9,65	12,95	2,7	0,235%
Story1	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,000459	1/2181	59	0	10,95	2,7	0,275%
Story1	A M Espe YC	Combination	Max		Y	0,000401	1/2491	59	0	10,95	2,7	0,241%
Story1	A M Espe YC	Combination	Min		Y	0,000401	1/2491	59	0	10,95	2,7	0,241%

Anexo 6.4: Derivas Inelásticas en X Corregido

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Drift	Drift/	Label	X	Y	Z	Inelastic Drift
									m	m	m	
Story5	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	1	X	0,00154	1/650	56	19,25	-1	13,3	0,924%
Story5	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	2	X	0,001478	1/677	56	19,25	-1	13,3	0,887%
Story5	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	3	X	0,001601	1/625	56	19,25	-1	13,3	0,961%
Story5	A M Espe XC	Combination	Max		X	0,001548	1/646	56	19,25	-1	13,3	0,929%
Story5	A M Espe XC	Combination	Min		X	0,001548	1/646	56	19,25	-1	13,3	0,929%
Story4	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	1	X	0,001897	1/527	56	19,25	-1	10,6	1,138%
Story4	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	2	X	0,001824	1/548	56	19,25	-1	10,6	1,094%
Story4	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	3	X	0,00197	1/508	56	19,25	-1	10,6	1,182%
Story4	A M Espe XC	Combination	Max		X	0,001883	1/531	56	19,25	-1	10,6	1,130%
Story4	A M Espe XC	Combination	Min		X	0,001883	1/531	56	19,25	-1	10,6	1,130%
Story3	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	1	X	0,002097	1/477	56	19,25	-1	7,9	1,258%
Story3	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	2	X	0,002017	1/496	56	19,25	-1	7,9	1,210%
Story3	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	3	X	0,002177	1/459	56	19,25	-1	7,9	1,306%
Story3	A M Espe XC	Combination	Max		X	0,002054	1/487	56	19,25	-1	7,9	1,232%
Story3	A M Espe XC	Combination	Min		X	0,002054	1/487	56	19,25	-1	7,9	1,232%
Story2	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	1	X	0,001828	1/547	19	19,25	0	5,2	1,097%
Story2	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	2	X	0,001762	1/568	19	19,25	0	5,2	1,057%
Story2	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	3	X	0,001893	1/528	19	19,25	0	5,2	1,136%
Story2	A M Espe XC	Combination	Max		X	0,001759	1/568	19	19,25	0	5,2	1,055%
Story2	A M Espe XC	Combination	Min		X	0,001759	1/568	19	19,25	0	5,2	1,055%
Story1	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	1	X	0,000826	1/1211	19	19,25	0	2,7	0,496%
Story1	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	2	X	0,000793	1/1260	19	19,25	0	2,7	0,476%
Story1	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	3	X	0,000858	1/1166	19	19,25	0	2,7	0,515%
Story1	A M Espe XC	Combination	Max		X	0,000793	1/1261	19	19,25	0	2,7	0,476%
Story1	A M Espe XC	Combination	Min		X	0,000793	1/1261	19	19,25	0	2,7	0,476%

Anexo 6.5: Derivas Inelásticas en Y, propuesta NEC-SE-DS 24

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Drift	Drift/	Label	X	Y	Z	Inelastic Drift
									M	m	m	
Story5	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	1	Y	0,000648	1/1544	50	-1	6,65	13,3	0,356%
Story5	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0,000723	1/1383	65	19,25	5,75	13,3	0,398%
Story5	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,000734	1/1362	50	-1	6,65	13,3	0,404%
Story5	A M Espe YC	Combination	Max		Y	0,000792	1/1262	50	-1	6,65	13,3	0,436%
Story5	A M Espe YC	Combination	Min		Y	0,000792	1/1262	50	-1	6,65	13,3	0,436%
Story4	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	1	Y	0,000736	1/1358	50	-1	6,65	10,6	0,405%
Story4	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0,000805	1/1242	65	19,25	5,75	10,6	0,443%
Story4	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,000834	1/1199	50	-1	6,65	10,6	0,459%
Story4	A M Espe YC	Combination	Max		Y	0,00089	1/1124	50	-1	6,65	10,6	0,490%
Story4	A M Espe YC	Combination	Min		Y	0,00089	1/1124	50	-1	6,65	10,6	0,490%
Story3	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	1	Y	0,000773	1/1294	50	-1	6,65	7,9	0,425%
Story3	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0,000829	1/1206	65	19,25	5,75	7,9	0,456%
Story3	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,000875	1/1143	50	-1	6,65	7,9	0,481%
Story3	A M Espe YC	Combination	Max		Y	0,000921	1/1086	50	-1	6,65	7,9	0,507%
Story3	A M Espe YC	Combination	Min		Y	0,000921	1/1086	50	-1	6,65	7,9	0,507%
Story2	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	1	Y	0,000702	1/1425	59	0	10,95	5,2	0,386%
Story2	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0,000722	1/1386	65	19,25	5,75	5,2	0,397%
Story2	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,000787	1/1271	59	0	10,95	5,2	0,433%
Story2	A M Espe YC	Combination	Max		Y	0,000817	1/1223	59	0	10,95	5,2	0,449%
Story2	A M Espe YC	Combination	Min		Y	0,000817	1/1223	59	0	10,95	5,2	0,449%
Story1	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	1	Y	0,000361	1/2769	59	0	10,95	2,7	0,199%
Story1	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0,000348	1/2876	3	9,65	12,95	2,7	0,191%
Story1	C. Sism Y	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,000406	1/2460	59	0	10,95	2,7	0,223%
Story1	A M Espe YC	Combination	Max		Y	0,000418	1/2390	59	0	10,95	2,7	0,230%
Story1	A M Espe YC	Combination	Min		Y	0,000418	1/2390	59	0	10,95	2,7	0,230%

Anexo 6.6: Derivas Inelásticas en X, propuesta NEC-SE-DS 24

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Drift	Drift/	Label	X	Y	Z	Inelastic Drift
									m	m	m	
Story5	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	1	X	0,001366	1/732	56	19,25	-1	13,3	0,751%
Story5	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	2	X	0,001311	1/763	56	19,25	-1	13,3	0,721%
Story5	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	3	X	0,00142	1/704	56	19,25	-1	13,3	0,781%
Story5	A M Espe XC	Combination	Max		X	0,001613	1/620	56	19,25	-1	13,3	0,887%
Story5	A M Espe XC	Combination	Min		X	0,001613	1/620	56	19,25	-1	13,3	0,887%
Story4	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	1	X	0,001683	1/594	56	19,25	-1	10,6	0,926%
Story4	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	2	X	0,001617	1/618	56	19,25	-1	10,6	0,889%
Story4	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	3	X	0,001748	1/572	56	19,25	-1	10,6	0,961%
Story4	A M Espe XC	Combination	Max		X	0,001963	1/509	56	19,25	-1	10,6	1,080%
Story4	A M Espe XC	Combination	Min		X	0,001963	1/509	56	19,25	-1	10,6	1,080%
Story3	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	1	X	0,001859	1/538	56	19,25	-1	7,9	1,022%
Story3	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	2	X	0,001789	1/559	56	19,25	-1	7,9	0,984%
Story3	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	3	X	0,00193	1/518	56	19,25	-1	7,9	1,062%
Story3	A M Espe XC	Combination	Max		X	0,00214	1/467	56	19,25	-1	7,9	1,177%
Story3	A M Espe XC	Combination	Min		X	0,00214	1/467	56	19,25	-1	7,9	1,177%
Story2	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	1	X	0,00162	1/617	19	19,25	0	5,2	0,891%
Story2	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	2	X	0,001562	1/640	19	19,25	0	5,2	0,859%
Story2	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	3	X	0,001678	1/596	19	19,25	0	5,2	0,923%
Story2	A M Espe XC	Combination	Max		X	0,001834	1/545	19	19,25	0	5,2	1,009%
Story2	A M Espe XC	Combination	Min		X	0,001834	1/545	19	19,25	0	5,2	1,009%
Story1	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	1	X	0,000732	1/1367	19	19,25	0	2,7	0,403%
Story1	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	2	X	0,000703	1/1422	19	19,25	0	2,7	0,387%
Story1	C. Sism X	LinStatic	Step By Step	3	X	0,00076	1/1316	19	19,25	0	2,7	0,418%
Story1	A M Espe XC	Combination	Max		X	0,000827	1/1210	19	19,25	0	2,7	0,455%
Story1	A M Espe XC	Combination	Min		X	0,000827	1/1210	19	19,25	0	2,7	0,455%

Anexo 7: Reporte Pushover Etabs

Pushover Curve - FEMA 440 Equivalent Linearization

Summary Description

This is the data for a FEMA 440 equivalent linearization pushover analysis.

General Input Data

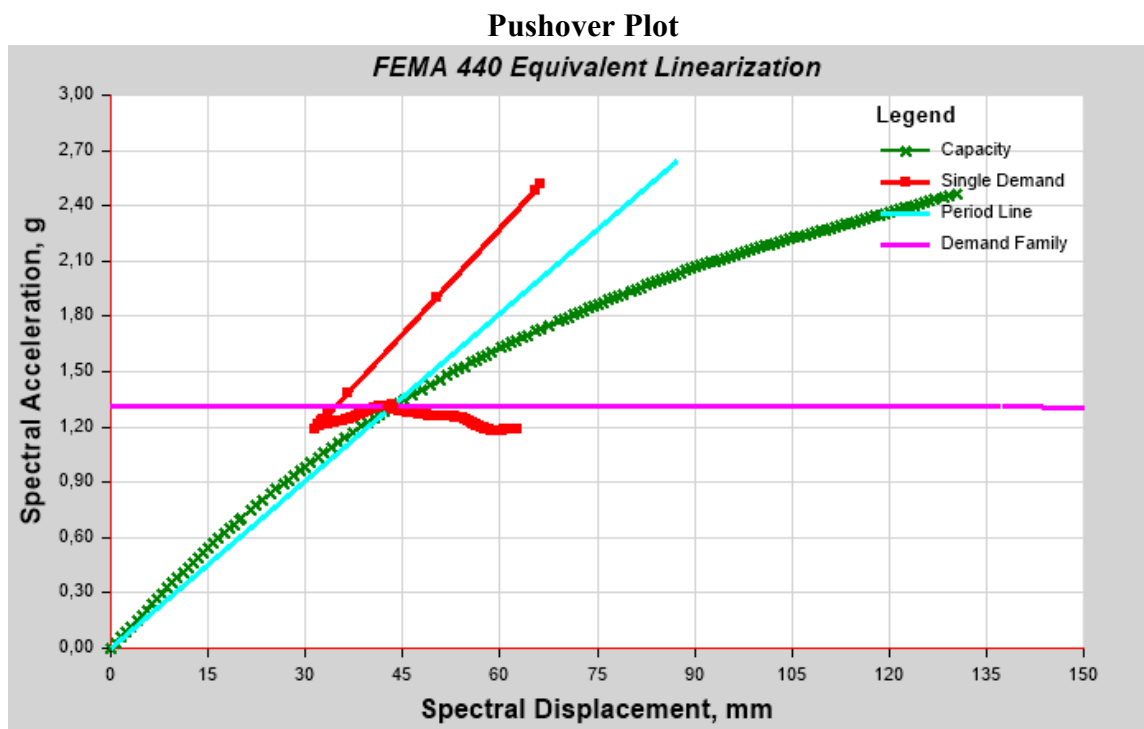
Name	Pushover1		
Load Case	ANL X	Plot Type	FEMA 440 EL

Demand Spectrum Input Data

Source	Defined Function	Function Name	NEC 15 Elástico
		Scalefactor	9806,65 mm/sec ²

Effective Period and Effective Damping Parameters

Inherent Damping Params	0,05		
	Default Value	Period Parameters	Default Value
A	4,2	G	0,11
B	-0,83	H	-0,018
C	10	I	0,09
D	1,6	J	0,14
E	22	K	0,77
F	0,4	L	0,05



Plot Items

Demand Spectra Ductility Ratios 1; 1,5; 2; 2,5
Constant Period Lines 0,5; 1; 1,5; 2

Performance Point

Point Found	Yes	T secant	0,365 sec
Shear	950,2228 tonf	T effective	0,436 sec
Displacement	-58,293 mm	Ductility Ratio	2,549202
Sa	1,308499	Effective Damping	0,1267
Sd	43,265 mm	Modification Factor	1,429932

Tabulated Plot Coordinates

Capacity Curve Coordinates		
Sd	Sa	Period
mm	g	sec
0	0	0,326
0,789	0,029909	0,326
1,578	0,059816	0,326
2,367	0,089723	0,326
3,156	0,11963	0,326
3,945	0,149537	0,326
4,734	0,179425	0,326
5,523	0,209287	0,326
6,312	0,239125	0,326
7,102	0,268804	0,326

Sd	Sa	Period
mm	g	sec
7,892	0,298314	0,326
8,682	0,327477	0,327
9,473	0,356361	0,327
10,264	0,384869	0,328
11,056	0,412988	0,328
11,848	0,44076	0,329
12,641	0,468175	0,33
13,433	0,495236	0,33
14,226	0,521937	0,331
15,018	0,548101	0,332
15,81	0,573958	0,333
16,602	0,599424	0,334
17,393	0,624505	0,335
18,185	0,649301	0,336
18,977	0,673822	0,337
19,769	0,697994	0,338
20,032	0,705955	0,338
21,514	0,749736	0,34
22,307	0,772902	0,341
23,301	0,801554	0,342
24,668	0,840235	0,344
25,459	0,862356	0,345
26,59	0,893489	0,346
27,38	0,915032	0,347
28,169	0,93658	0,348
29,17	0,963705	0,349
29,956	0,984844	0,35
30,742	1,005887	0,351
32,043	1,040105	0,352
32,828	1,060618	0,353
33,898	1,088297	0,354
35,08	1,118305	0,355
36,128	1,144216	0,357
37,251	1,171559	0,358
38,658	1,204766	0,359
39,608	1,226837	0,361
40,643	1,250494	0,362
41,43	1,268169	0,363
42,218	1,285635	0,364
43,323	1,309776	0,365
44,493	1,334716	0,366
45,276	1,351025	0,367
46,396	1,374286	0,369
47,893	1,404368	0,371
49,319	1,432265	0,372
50,649	1,45793	0,374
51,843	1,480819	0,375
52,881	1,500636	0,377
53,664	1,515289	0,378
54,446	1,529853	0,379
55,608	1,551384	0,38
56,388	1,565509	0,381
57,167	1,579576	0,382
57,946	1,593434	0,383
58,724	1,607136	0,384
60,236	1,633375	0,385
61,013	1,646642	0,386

Sd	Sa	Period
mm	g	sec
61,789	1,659553	0,387
62,563	1,672451	0,388
63,341	1,68514	0,389
64,115	1,697841	0,39
65,431	1,718894	0,391
66,203	1,731212	0,392
67,609	1,753247	0,394
68,971	1,774418	0,396
69,741	1,786292	0,396
70,511	1,798153	0,397
71,282	1,809988	0,398
72,053	1,821627	0,399
72,824	1,833168	0,4
73,594	1,844677	0,401
74,363	1,856028	0,402
75,133	1,867379	0,402
75,901	1,878518	0,403
76,669	1,889606	0,404
77,436	1,900609	0,405
78,203	1,911403	0,406
78,969	1,922199	0,407
80,118	1,93805	0,408
80,884	1,948552	0,409
81,652	1,959024	0,41
82,418	1,96946	0,41
83,183	1,979694	0,411
83,948	1,989988	0,412
84,713	2,000128	0,413
85,479	2,010239	0,414
86,243	2,020195	0,415
87,01	2,030153	0,415
87,774	2,039829	0,416
88,539	2,049382	0,417
89,304	2,058796	0,418
90,07	2,067796	0,419
90,837	2,076641	0,42
91,606	2,08517	0,421
92,374	2,093808	0,421
93,148	2,102536	0,422
93,915	2,111123	0,423
94,681	2,119771	0,424
95,448	2,12821	0,425
96,217	2,136436	0,426
96,985	2,144559	0,427
97,755	2,152356	0,428
98,524	2,16028	0,428
99,294	2,168174	0,429
100,063	2,175929	0,43
100,832	2,183671	0,431
101,6	2,191283	0,432
102,369	2,198884	0,433
103,139	2,20649	0,434
103,907	2,213922	0,435
104,675	2,221393	0,436
105,443	2,228809	0,436
106,212	2,236133	0,437
106,981	2,243448	0,438

Sd	Sa	Period
mm	g	sec
107,75	2,2506	0,439
108,519	2,257764	0,44
109,288	2,264873	0,441
110,056	2,271907	0,442
110,825	2,278956	0,442
111,594	2,285933	0,443
112,362	2,29289	0,444
113,13	2,299957	0,445
113,897	2,307155	0,446
114,663	2,314384	0,447
115,428	2,321842	0,447
116,195	2,329209	0,448
116,96	2,336686	0,449
117,723	2,34413	0,45
118,487	2,351632	0,45
119,25	2,359203	0,451
120,013	2,366736	0,452
120,787	2,374371	0,453
121,55	2,381805	0,453
122,312	2,389229	0,454
123,075	2,396652	0,455
123,838	2,404064	0,455
124,62	2,411652	0,456
125,383	2,418976	0,457
126,145	2,426265	0,457
126,91	2,433488	0,458
126,92	2,433464	0,458
128,418	2,44746	0,46
129,18	2,454507	0,46
130,508	2,466727	0,462
130,541	2,467031	0,462

Pushover Curve - FEMA 440 Equivalent Linearization

Summary Description

This is the data for a FEMA 440 equivalent linearization pushover analysis.

General Input Data

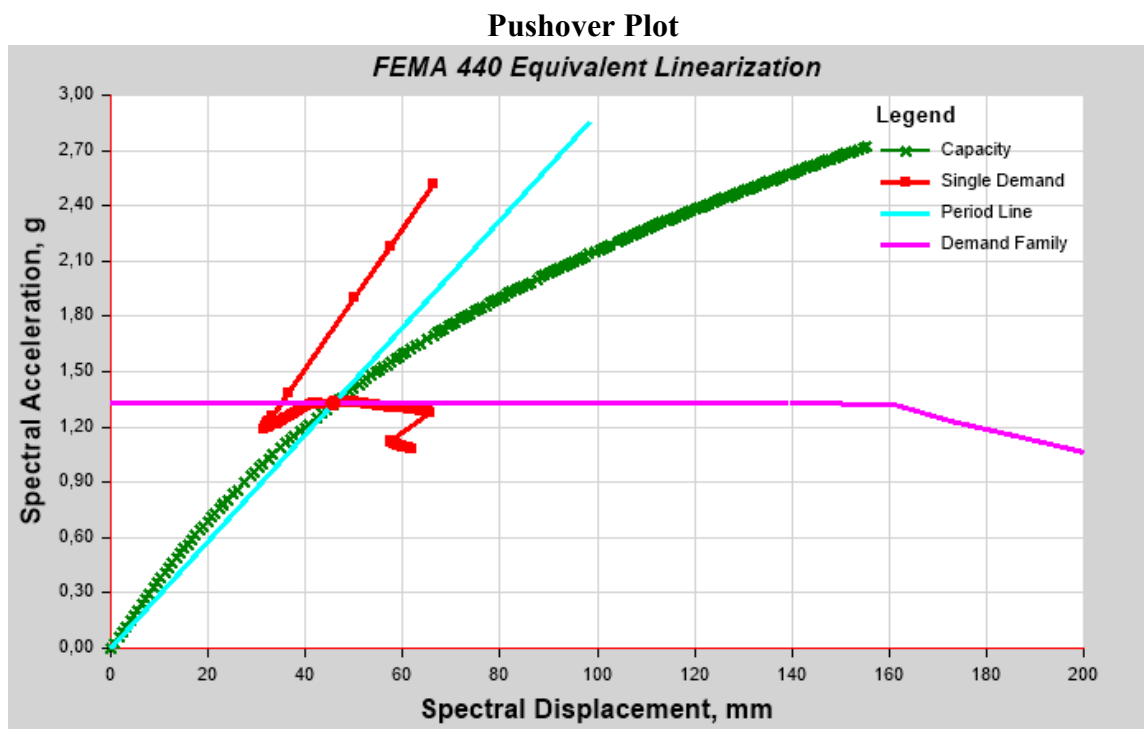
Name	Pushover2		
Load Case	ANL X-	Plot Type	FEMA 440 EL

Demand Spectrum Input Data

Source	Defined Function	Function Name	NEC 15 Elástico
		Scalefactor	9806,65 mm/sec ²

Effective Period and Effective Damping Parameters

Inherent Damping Params	0,05		
	Default Value	Period Parameters	Default Value
A	4,2	G	0,11
B	-0,83	H	-0,018
C	10	I	0,09
D	1,6	J	0,14
E	22	K	0,77
F	0,4	L	0,05



Plot Items

Demand Spectra Ductility Ratios 1; 1,5; 2; 2,5
Constant Period Lines 0,5; 1; 1,5; 2

Performance Point

Point Found	Yes	T secant	0,373 sec
Shear	965,2063 tonf	T effective	0,456 sec
Displacement	61,64 mm	Ductility Ratio	2,723338
Sa	1,328336	Effective Damping	0,1392
Sd	45,836 mm	Modification Factor	1,497194

Tabulated Plot Coordinates

Capacity Curve Coordinates		
Sd	Sa	Period
mm	g	sec
0	0	0,326
0,789	0,029914	0,326
1,578	0,059827	0,326
2,367	0,089739	0,326
3,156	0,119652	0,326
3,945	0,149564	0,326
4,734	0,179458	0,326
5,523	0,209325	0,326
6,313	0,239135	0,326
7,102	0,268815	0,326

Sd	Sa	Period
mm	g	sec
7,892	0,298228	0,326
8,685	0,326631	0,327
9,477	0,354647	0,328
10,271	0,382373	0,329
11,065	0,409771	0,33
11,859	0,436811	0,331
12,654	0,463462	0,332
13,449	0,48972	0,333
14,245	0,51557	0,334
15,04	0,540906	0,335
15,836	0,565725	0,336
16,631	0,590313	0,337
17,425	0,614901	0,338
18,22	0,639062	0,339
19,014	0,662944	0,34
19,807	0,686575	0,341
20,601	0,710008	0,342
21,395	0,73328	0,343
22,188	0,756185	0,344
22,982	0,778572	0,345
23,164	0,783677	0,345
23,957	0,805837	0,346
25,169	0,839422	0,347
25,962	0,861256	0,348
27,356	0,89923	0,35
28,789	0,937369	0,352
29,578	0,958102	0,353
30,367	0,97855	0,353
31,157	0,998724	0,354
32,424	1,030086	0,356
33,317	1,051676	0,357
34,868	1,088423	0,359
35,946	1,113449	0,361
36,836	1,133827	0,362
37,624	1,151745	0,363
38,777	1,177586	0,364
39,787	1,199941	0,365
40,576	1,217189	0,366
42,135	1,250592	0,368
43,298	1,275265	0,37
44,38	1,298037	0,371
45,535	1,322134	0,372
46,658	1,345292	0,374
47,445	1,361129	0,375
48,233	1,376933	0,376
49,019	1,392615	0,376
49,806	1,408091	0,377
51,006	1,431331	0,379
51,79	1,4463	0,38
52,575	1,461194	0,381
53,634	1,481088	0,382
54,419	1,495625	0,383
55,202	1,510031	0,384
55,986	1,524353	0,385
56,77	1,53851	0,385
57,553	1,552532	0,386
58,389	1,567391	0,387

Sd	Sa	Period
mm	g	sec
59,17	1,581023	0,388
59,951	1,594519	0,389
60,732	1,607917	0,39
61,509	1,621084	0,391
62,677	1,640656	0,392
63,454	1,653499	0,393
64,858	1,676316	0,395
66,2	1,697813	0,396
66,975	1,710019	0,397
67,748	1,72218	0,398
68,52	1,734142	0,399
69,293	1,746119	0,4
70,066	1,758061	0,401
70,84	1,769815	0,401
71,612	1,781421	0,402
72,384	1,792998	0,403
73,154	1,804276	0,404
73,937	1,815814	0,405
74,709	1,827124	0,406
75,48	1,838348	0,407
76,251	1,849521	0,407
77,022	1,86067	0,408
77,792	1,871657	0,409
78,561	1,882503	0,41
79,33	1,893243	0,411
80,098	1,90398	0,412
80,865	1,914582	0,412
81,632	1,92508	0,413
82,399	1,93551	0,414
83,165	1,945852	0,415
83,93	1,956002	0,416
84,696	1,966144	0,416
85,46	1,976254	0,417
86,225	1,986352	0,418
87,56	2,003918	0,419
88,324	2,013803	0,42
89,088	2,023725	0,421
89,852	2,033596	0,422
90,615	2,043368	0,423
91,379	2,053149	0,423
92,142	2,062825	0,424
92,904	2,072468	0,425
93,666	2,082098	0,426
94,428	2,091625	0,426
95,19	2,10111	0,427
95,952	2,110551	0,428
96,717	2,120002	0,429
97,477	2,12925	0,429
98,236	2,138501	0,43
99,619	2,155178	0,431
100,375	2,164114	0,432
101,133	2,173057	0,433
101,888	2,181828	0,434
102,645	2,190643	0,434
104,103	2,20762	0,436
104,859	2,216314	0,436
105,615	2,225	0,437

Sd	Sa	Period
mm	g	sec
106,372	2,233617	0,438
107,128	2,242141	0,439
107,884	2,25058	0,439
108,641	2,259055	0,44
109,397	2,267565	0,441
110,156	2,276089	0,441
110,912	2,284415	0,442
111,668	2,292745	0,443
112,423	2,301015	0,443
113,177	2,309106	0,444
113,932	2,317225	0,445
114,686	2,32536	0,446
115,44	2,333477	0,446
116,199	2,34155	0,447
116,953	2,349611	0,448
117,708	2,357575	0,448
118,462	2,365469	0,449
119,216	2,373263	0,45
119,97	2,381031	0,45
120,723	2,388628	0,451
121,476	2,396259	0,452
122,23	2,404143	0,452
122,984	2,4119	0,453
123,738	2,419709	0,454
124,492	2,427476	0,454
125,246	2,435138	0,455
125,999	2,442688	0,456
126,755	2,45022	0,456
127,511	2,457601	0,457
128,264	2,464955	0,458
129,026	2,472473	0,458
129,79	2,479993	0,459
130,543	2,487363	0,46
131,296	2,494749	0,46
132,05	2,502109	0,461
132,803	2,509357	0,462
133,663	2,517505	0,462
134,415	2,5247	0,463
135,168	2,53199	0,464
135,921	2,53928	0,464
136,674	2,546555	0,465
137,427	2,553777	0,465
138,18	2,561071	0,466
138,933	2,568321	0,467
139,686	2,575561	0,467
140,439	2,582873	0,468
141,192	2,590197	0,468
141,945	2,597444	0,469
142,698	2,60466	0,47
143,451	2,611877	0,47
144,248	2,619409	0,471
145,002	2,626555	0,471
145,756	2,633677	0,472
146,509	2,64084	0,473
147,261	2,647916	0,473
148,014	2,654986	0,474
148,767	2,662132	0,474

Sd	Sa	Period
mm	g	sec
149,52	2,669255	0,475
150,273	2,676303	0,475
151,026	2,683355	0,476
151,779	2,690407	0,477
152,533	2,69745	0,477
153,741	2,70876	0,478
154,495	2,715808	0,479
155,247	2,722765	0,479
155,254	2,722826	0,479

Pushover Curve - FEMA 440 Equivalent Linearization

Summary Description

This is the data for a FEMA 440 equivalent linearization pushover analysis.

General Input Data

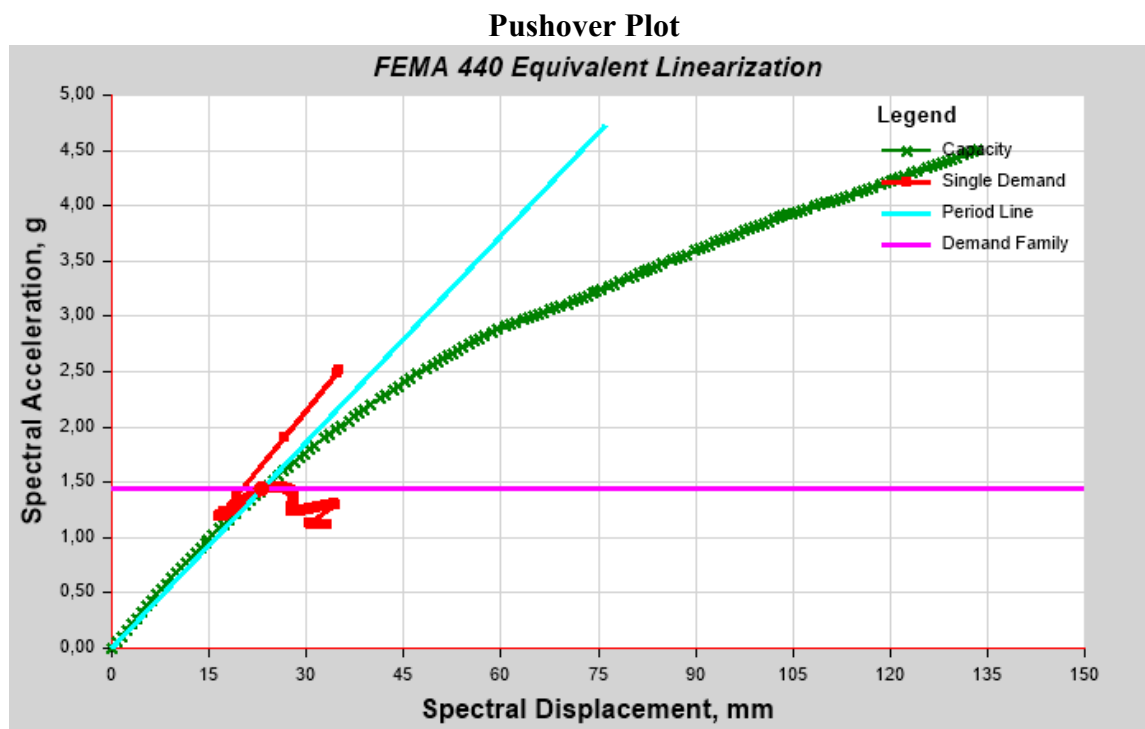
Name	Pushover1		
Load Case	ANL Y	Plot Type	FEMA 440 EL

Demand Spectrum Input Data

Source	Defined Function	Function Name	NEC 15 Elástico
		Scalefactor	9806,65 mm/sec ²

Effective Period and Effective Damping Parameters

Inherent Damping Params	0,05		
	Default Value	Period Parameters	Default Value
A	4,2	G	0,11
B	-0,83	H	-0,018
C	10	I	0,09
D	1,6	J	0,14
E	22	K	0,77
F	0,4	L	0,05



Plot Items

Demand Spectra Ductility Ratios 1; 1,5; 2; 2,5
Constant Period Lines 0,5; 1; 1,5; 2

Performance Point

Point Found	Yes	T secant	0,255 sec
Shear	1028,218 tonf	T effective	0,321 sec
Displacement	-32,327 mm	Ductility Ratio	2,590029
Sa	1,440343	Effective Damping	0,1297
Sd	23,215 mm	Modification Factor	1,585753

Tabulated Plot Coordinates

Capacity Curve Coordinates		
Sd	Sa	Period
mm	G	sec
0	0	0,237
0,764	0,054751	0,237
1,529	0,109496	0,237
2,293	0,164241	0,237
3,058	0,218985	0,237
3,822	0,27373	0,237
4,587	0,328382	0,237
5,352	0,382542	0,237
6,117	0,436221	0,238
6,882	0,487816	0,238

Sd	Sa	Period
mm	G	sec
7,648	0,537793	0,239
8,414	0,586599	0,24
9,18	0,634768	0,241
9,946	0,682661	0,242
10,711	0,73007	0,243
11,477	0,776946	0,244
12,241	0,823121	0,245
13,005	0,869155	0,245
13,768	0,914687	0,246
14,532	0,959518	0,247
14,807	0,975655	0,247
15,571	1,019926	0,248
16,601	1,079062	0,249
17,365	1,121834	0,25
18,128	1,16463	0,25
19,113	1,219537	0,251
20,562	1,298895	0,252
21,324	1,340037	0,253
22,084	1,3807	0,254
22,846	1,421053	0,254
23,987	1,480653	0,255
24,749	1,519717	0,256
25,509	1,557274	0,257
26,395	1,600315	0,258
27,155	1,636509	0,258
28,208	1,686587	0,259
28,967	1,722538	0,26
29,727	1,7583	0,261
30,487	1,793905	0,262
31,246	1,829072	0,262
32,759	1,897977	0,264
33,518	1,932182	0,264
34,571	1,979094	0,265
35,33	2,012478	0,266
36,435	2,060416	0,267
37,193	2,092817	0,267
37,953	2,124757	0,268
38,712	2,156213	0,269
39,924	2,205318	0,27
41,317	2,260527	0,271
42,075	2,290431	0,272
43,424	2,343403	0,273
44,182	2,372793	0,274
45,081	2,406921	0,275
45,838	2,435136	0,275
47,03	2,478451	0,276
48,416	2,528064	0,278
49,461	2,565022	0,279
50,217	2,591417	0,279
50,973	2,617801	0,28
51,728	2,643656	0,281
52,484	2,669264	0,281
53,239	2,694468	0,282
53,993	2,719151	0,283
55,061	2,753115	0,284
55,817	2,776339	0,284
56,573	2,799384	0,285

Sd	Sa	Period
mm	G	sec
57,328	2,822065	0,286
58,571	2,858775	0,287
59,324	2,880515	0,288
60,646	2,915608	0,289
61,404	2,931759	0,29
62,159	2,949978	0,291
63,411	2,977707	0,293
64,169	2,992787	0,294
64,927	3,007357	0,295
65,686	3,022701	0,296
66,444	3,037446	0,297
67,583	3,060075	0,298
68,343	3,07487	0,299
69,102	3,089833	0,3
70,234	3,115672	0,301
70,988	3,134021	0,302
71,741	3,152908	0,303
72,492	3,171871	0,303
73,244	3,190811	0,304
73,995	3,209758	0,305
74,745	3,228477	0,305
75,495	3,247195	0,306
76,669	3,276761	0,307
77,418	3,295241	0,308
78,165	3,313936	0,308
79,617	3,34981	0,309
80,364	3,368206	0,31
81,111	3,386447	0,311
81,857	3,404418	0,311
82,604	3,422417	0,312
83,35	3,44036	0,312
84,096	3,458211	0,313
84,841	3,475967	0,313
86,276	3,510132	0,315
87,022	3,527854	0,315
87,768	3,545684	0,316
88,514	3,563432	0,316
89,939	3,597341	0,317
90,689	3,615272	0,318
91,436	3,633134	0,318
92,183	3,650863	0,319
92,93	3,668776	0,319
93,677	3,686514	0,32
94,462	3,70498	0,32
95,208	3,722435	0,321
95,954	3,739842	0,321
96,7	3,757194	0,322
97,446	3,774131	0,322
98,191	3,79129	0,323
98,937	3,80829	0,323
99,683	3,825434	0,324
100,429	3,842599	0,324
101,175	3,85973	0,325
101,926	3,876541	0,325
102,673	3,892946	0,326
103,421	3,908233	0,326
104,171	3,922042	0,327

Sd	Sa	Period
mm	G	sec
104,921	3,935826	0,328
105,671	3,94958	0,328
106,422	3,963032	0,329
107,172	3,976646	0,329
108,477	4,000209	0,33
109,227	4,013698	0,331
109,976	4,026757	0,332
110,726	4,03999	0,332
111,472	4,053207	0,333
112,232	4,066612	0,333
112,98	4,080983	0,334
113,726	4,096477	0,334
115,083	4,125079	0,335
115,829	4,140905	0,336
116,573	4,155782	0,336
117,318	4,170563	0,337
118,442	4,194371	0,337
119,188	4,210356	0,338
119,934	4,226385	0,338
120,68	4,242386	0,338
121,426	4,258363	0,339
122,172	4,274139	0,339
123,449	4,30077	0,34
124,196	4,316364	0,34
125,522	4,343716	0,341
126,459	4,362935	0,342
127,205	4,378169	0,342
127,951	4,393279	0,342
128,697	4,407107	0,343
129,443	4,421397	0,343
130,19	4,436755	0,344
131,187	4,457041	0,344
131,934	4,472095	0,345
132,68	4,487199	0,345
133,449	4,503086	0,345
133,501	4,50415	0,345

Pushover Curve - FEMA 440 Equivalent Linearization

Summary Description

This is the data for a FEMA 440 equivalent linearization pushover analysis.

General Input Data

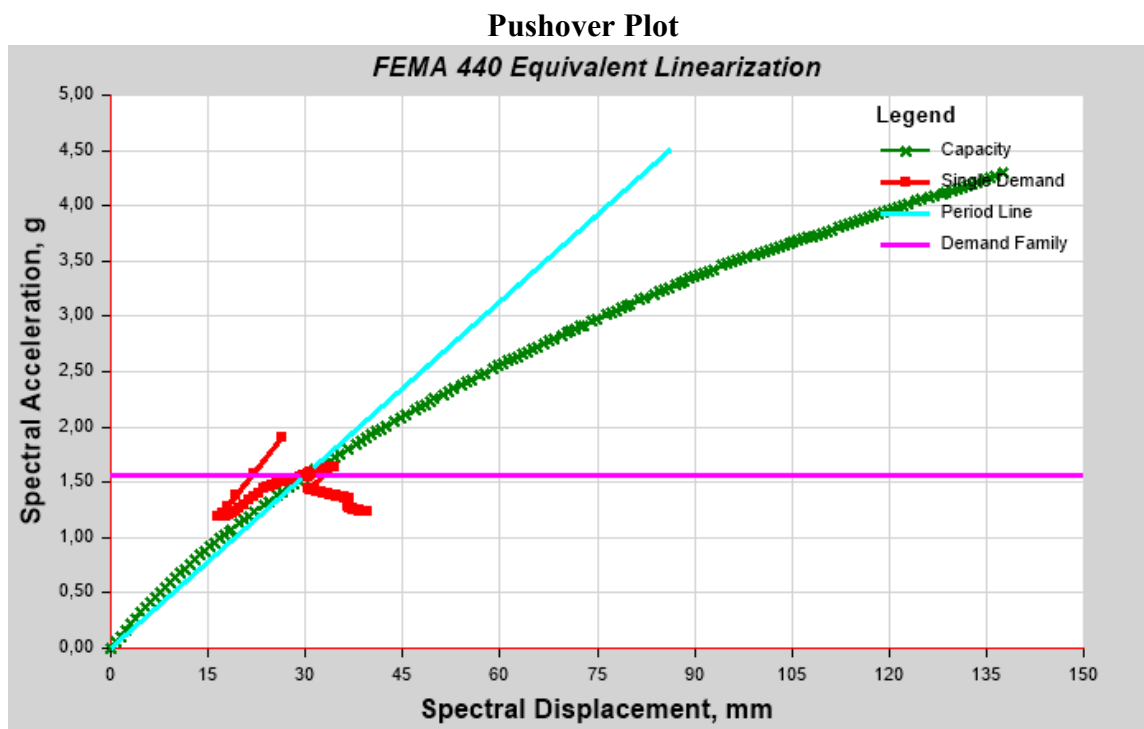
Name	Pushover2		
Load Case	ANL Y-	Plot Type	FEMA 440 EL

Demand Spectrum Input Data

Source	Defined Function	Function Name	NEC 15 Elástico
		Scalefactor	9806,65 mm/sec ²

Effective Period and Effective Damping Parameters

Inherent Damping Params	0,05		
	Default Value	Period Parameters	Default Value
A	4,2	G	0,11
B	-0,83	H	-0,018
C	10	I	0,09
D	1,6	J	0,14
E	22	K	0,77
F	0,4	L	0,05



Plot Items

Demand Spectra Ductility Ratios 1; 1,5; 2; 2,5
Constant Period Lines 0,5; 1; 1,5; 2

Performance Point

Point Found	Yes	T secant	0,279 sec
Shear	1110,3307 tonf	T effective	0,39 sec
Displacement	42,654 mm	Ductility Ratio	3,466512
Sa	1,571138	Effective Damping	0,183
Sd	30,442 mm	Modification Factor	1,948408

Tabulated Plot Coordinates

Capacity Curve Coordinates		
Sd	Sa	Period
mm	G	sec
0	0	0,237
0,765	0,054904	0,237
1,529	0,109711	0,237
2,294	0,164519	0,237
3,058	0,21919	0,237
3,823	0,27324	0,237
4,588	0,325462	0,238
5,353	0,375516	0,24
6,118	0,422165	0,242
6,883	0,467457	0,243

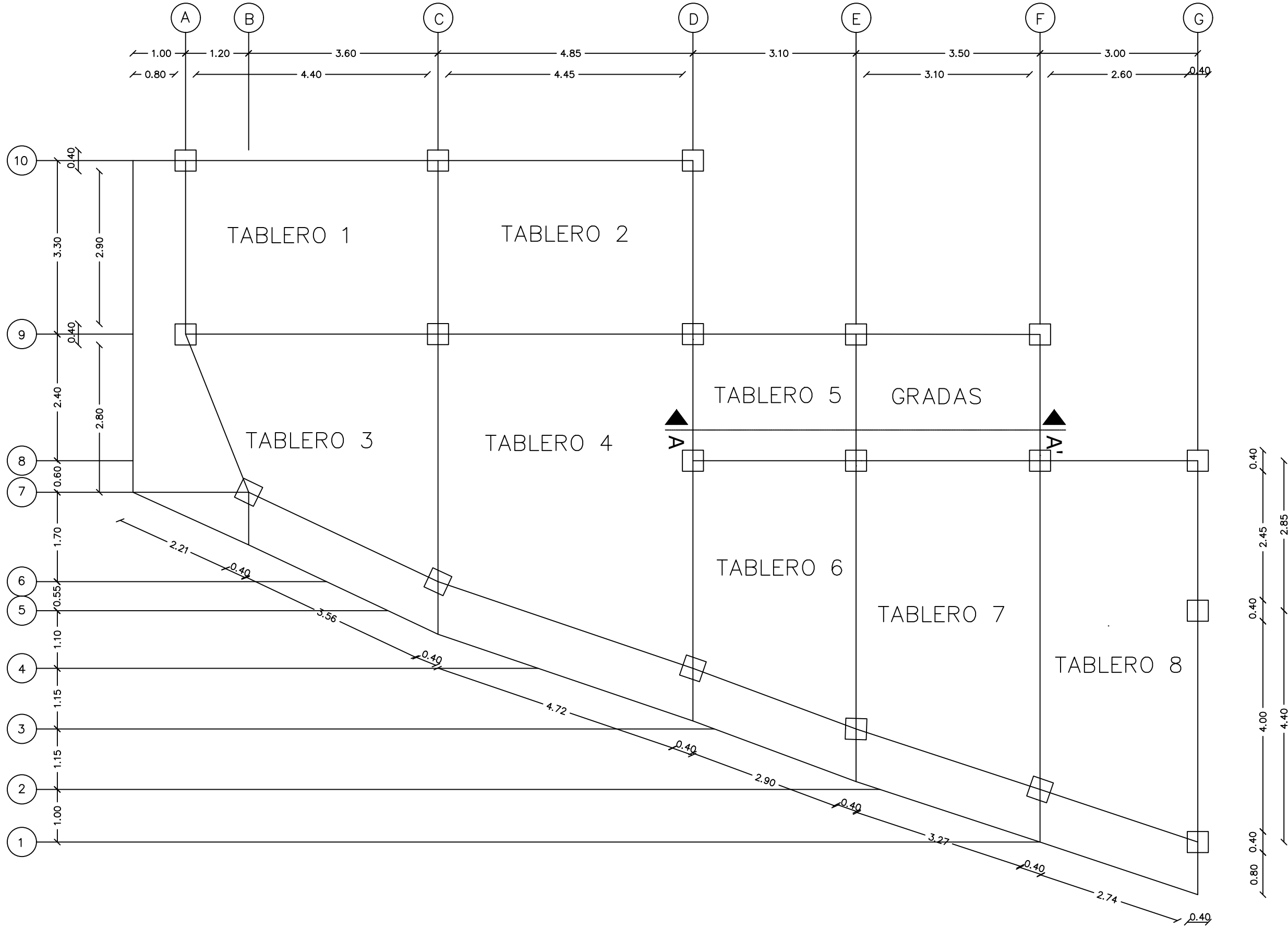
Sd	Sa	Period
mm	G	sec
7,647	0,511189	0,245
8,411	0,554115	0,247
9,175	0,596183	0,249
9,938	0,637888	0,25
10,7	0,67901	0,252
11,462	0,720483	0,253
12,222	0,761511	0,254
12,982	0,801907	0,255
13,741	0,841838	0,256
14,5	0,881366	0,257
15,257	0,919817	0,258
16,015	0,956377	0,26
16,772	0,99249	0,261
17,53	1,028376	0,262
18,286	1,063854	0,263
18,554	1,076311	0,263
19,716	1,128545	0,265
20,473	1,162083	0,266
21,23	1,195195	0,267
22,201	1,237244	0,269
23,613	1,296977	0,271
24,369	1,328238	0,272
25,648	1,380621	0,273
26,403	1,41125	0,274
27,467	1,453883	0,276
28,221	1,483873	0,277
28,976	1,513681	0,278
29,729	1,54331	0,278
30,83	1,586269	0,28
31,582	1,615372	0,281
32,334	1,644265	0,281
33,086	1,673012	0,282
34,524	1,727554	0,284
35,276	1,755594	0,284
36,487	1,800056	0,286
37,898	1,851076	0,287
38,648	1,878011	0,288
39,398	1,904686	0,289
40,148	1,931245	0,289
40,898	1,957477	0,29
41,648	1,983593	0,291
42,397	2,009475	0,291
43,587	2,049925	0,293
44,66	2,085909	0,294
45,407	2,110848	0,294
46,886	2,159513	0,296
47,633	2,183873	0,296
48,379	2,207778	0,297
49,125	2,231565	0,298
49,87	2,255241	0,298
51,234	2,298108	0,3
51,978	2,321505	0,3
52,723	2,344783	0,301
54,077	2,386812	0,302
54,822	2,409755	0,303
55,566	2,432434	0,303
56,813	2,470003	0,304

Sd	Sa	Period
mm	G	sec
57,557	2,492283	0,305
58,923	2,532853	0,306
59,667	2,554728	0,307
60,411	2,576365	0,307
61,154	2,597988	0,308
61,897	2,619652	0,308
62,641	2,641164	0,309
63,384	2,662538	0,31
64,128	2,683551	0,31
64,871	2,704613	0,311
65,614	2,725561	0,311
66,752	2,757281	0,312
67,495	2,777955	0,313
68,237	2,798578	0,313
69,446	2,832101	0,314
70,189	2,85253	0,315
70,932	2,873011	0,315
71,674	2,893143	0,316
72,417	2,913329	0,316
72,788	2,923394	0,317
72,814	2,922913	0,317
74,177	2,959885	0,318
74,919	2,979702	0,318
76,352	3,017298	0,319
77,094	3,03673	0,32
77,835	3,055994	0,32
78,577	3,07521	0,321
79,319	3,094337	0,321
80,061	3,113465	0,322
81,536	3,151103	0,323
82,278	3,169909	0,323
83,74	3,206746	0,324
84,482	3,225233	0,325
85,224	3,243802	0,325
85,967	3,262393	0,326
86,962	3,287264	0,326
87,705	3,305567	0,327
88,447	3,323911	0,327
89,19	3,342038	0,328
89,933	3,360094	0,328
90,676	3,377913	0,329
91,419	3,395295	0,329
92,162	3,41275	0,33
92,905	3,429809	0,33
94,284	3,461211	0,331
95,028	3,477808	0,332
95,771	3,494008	0,332
96,516	3,509185	0,333
97,262	3,523792	0,333
98,006	3,538009	0,334
99,226	3,560034	0,335
99,97	3,573193	0,336
100,715	3,58629	0,336
101,459	3,599281	0,337
102,204	3,613267	0,337
102,957	3,627424	0,338
103,702	3,641183	0,339

Sd	Sa	Period
mm	G	sec
104,447	3,654692	0,339
105,193	3,66861	0,34
105,937	3,683784	0,34
106,683	3,698472	0,341
107,429	3,71311	0,341
108,175	3,727672	0,342
108,922	3,742308	0,342
109,667	3,757019	0,343
110,411	3,771699	0,343
111,156	3,786556	0,344
112,253	3,808218	0,344
112,998	3,822843	0,345
113,746	3,837753	0,345
114,494	3,852494	0,346
115,242	3,867308	0,346
115,991	3,882105	0,347
116,739	3,89688	0,347
117,488	3,911626	0,348
118,236	3,926148	0,348
118,985	3,940822	0,349
119,734	3,955481	0,349
120,483	3,970042	0,35
121,233	3,984557	0,35
121,982	3,998897	0,35
122,732	4,013333	0,351
124,207	4,041546	0,352
124,957	4,055795	0,352
126,029	4,075925	0,353
126,78	4,089976	0,353
128,112	4,114546	0,354
128,619	4,123819	0,354
128,64	4,123943	0,354
129,726	4,144234	0,355
130,476	4,157861	0,355
131,225	4,171797	0,356
131,975	4,185702	0,356
132,724	4,199899	0,357
133,473	4,214081	0,357
134,661	4,236775	0,358
135,409	4,251041	0,358
136,273	4,267273	0,359
137,645	4,293676	0,359
137,656	4,293883	0,359

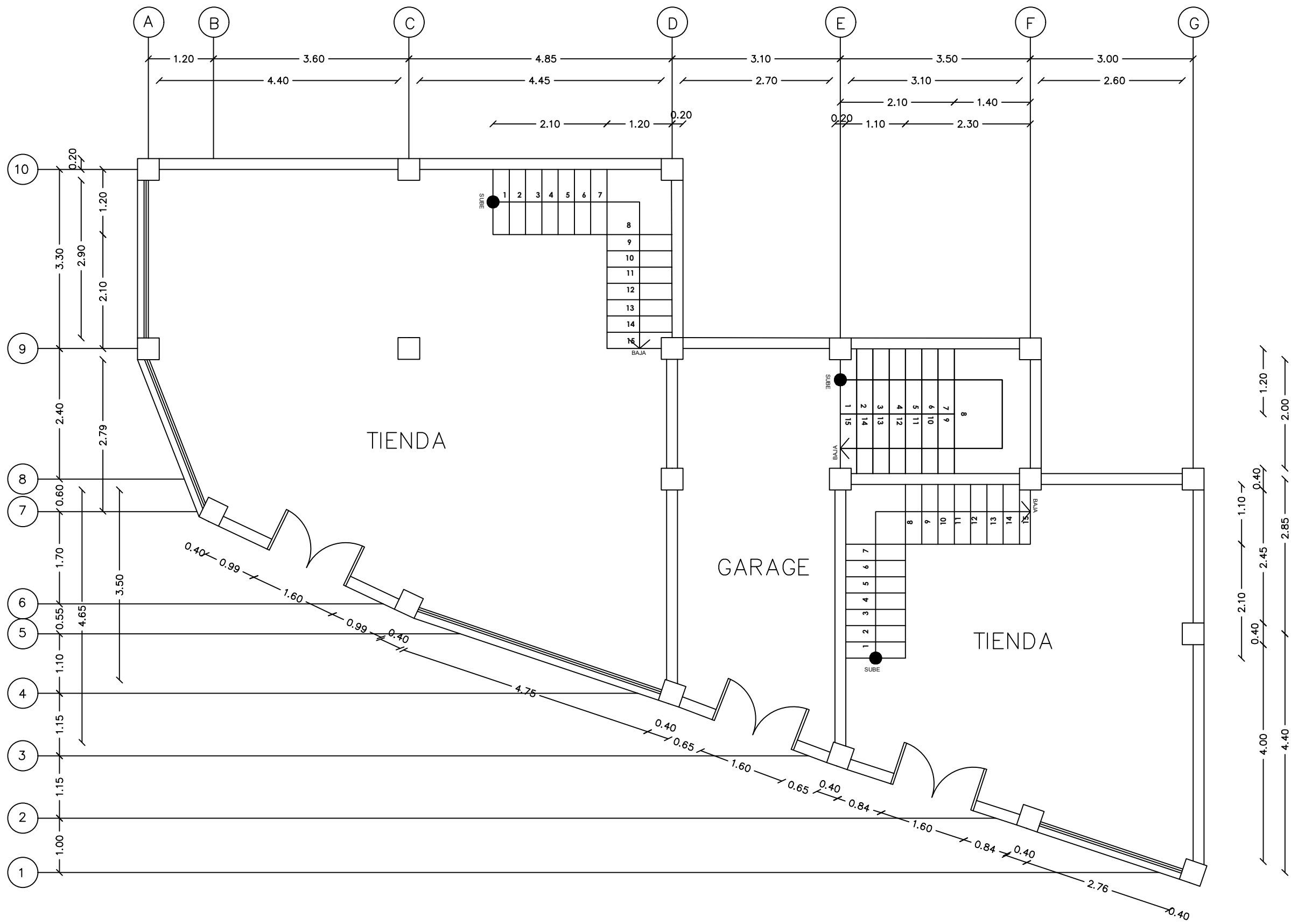
Anexo 8: Plano Arquitectónico

TABLEROS



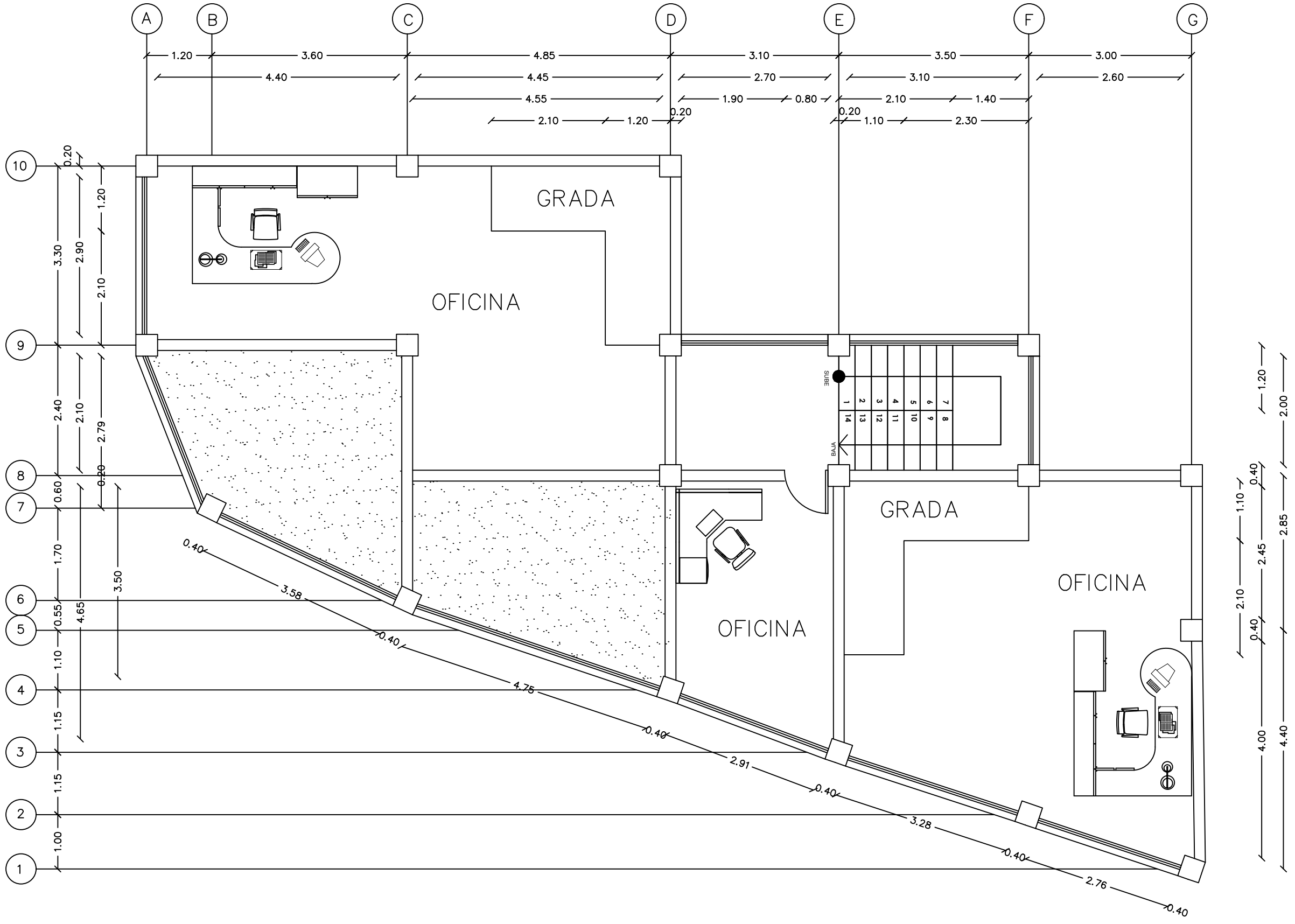
ESCALA 1:75

PLANTA-NIVEL 1



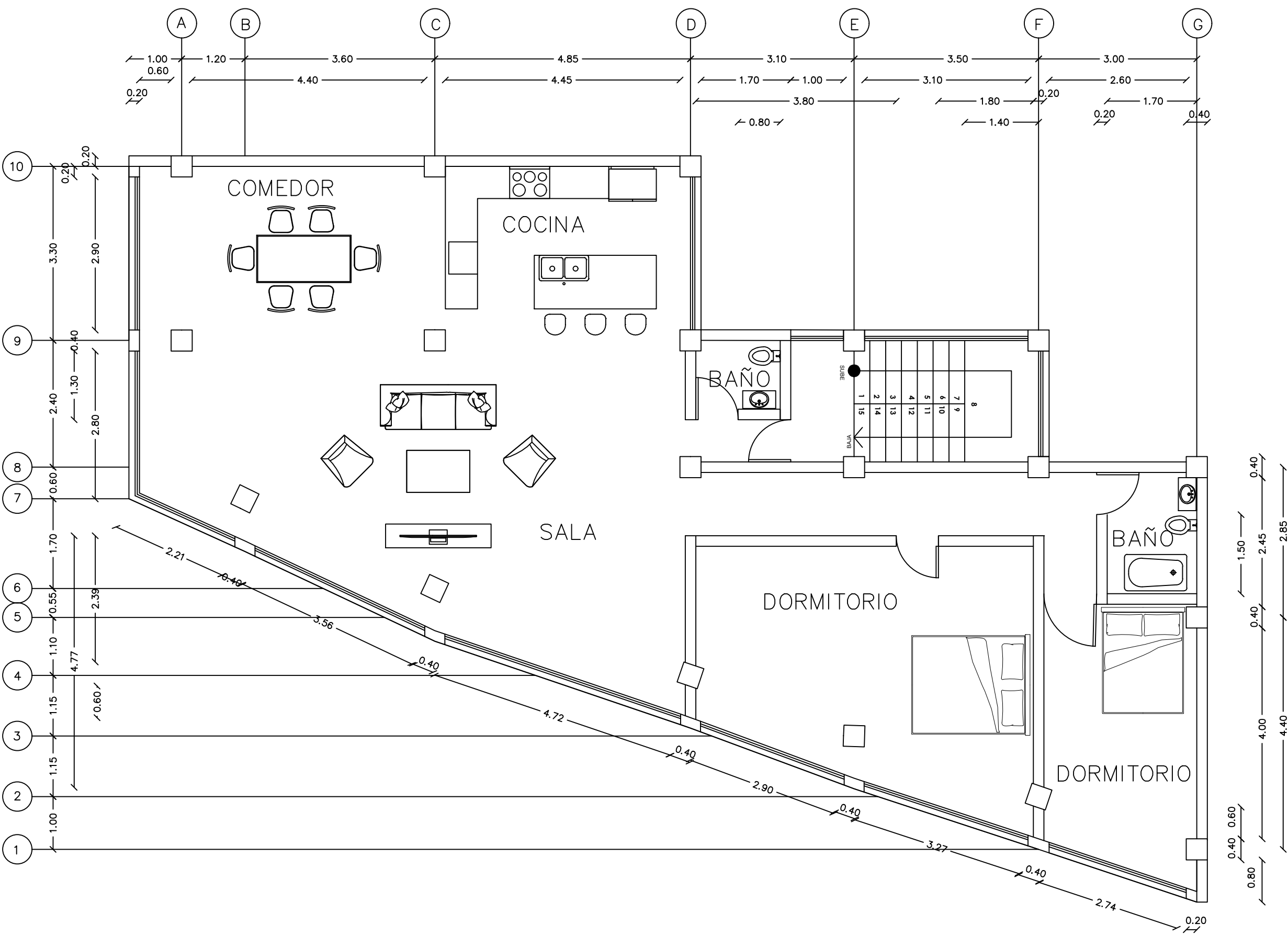
ESCALA 1:75

PLANTA-NIVEL 2



ESCALA 1:75

PLANTA-NIVEL 3-5



ESCALA 1:75

UNIVERSIDAD
TÉCNICA
DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA
CIVIL Y MECÁNICA

Carrera:
Ingeniería Civil

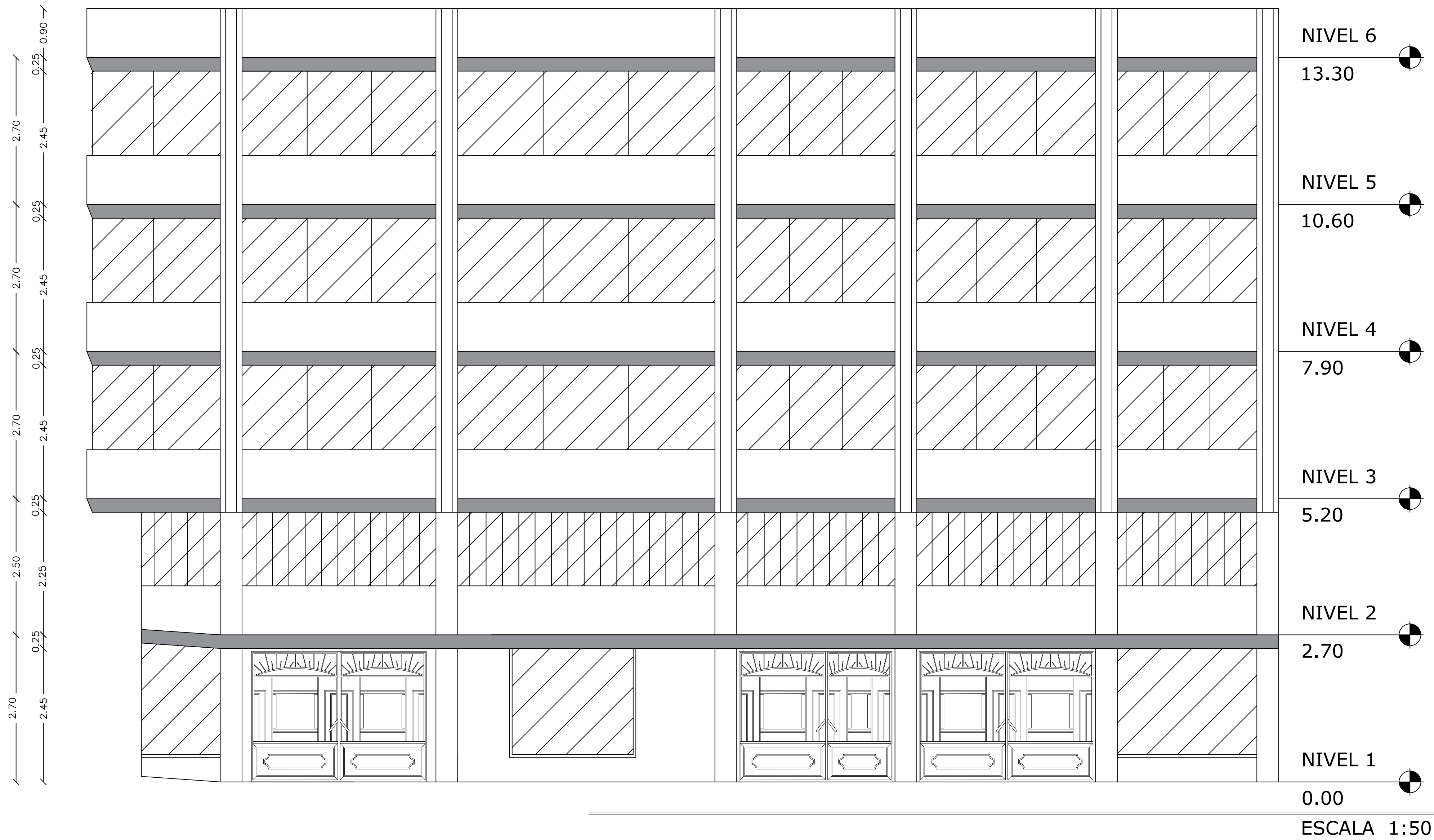
Plano:
Arquitectónico

Plantas
Estudiante:
Steven Balladares

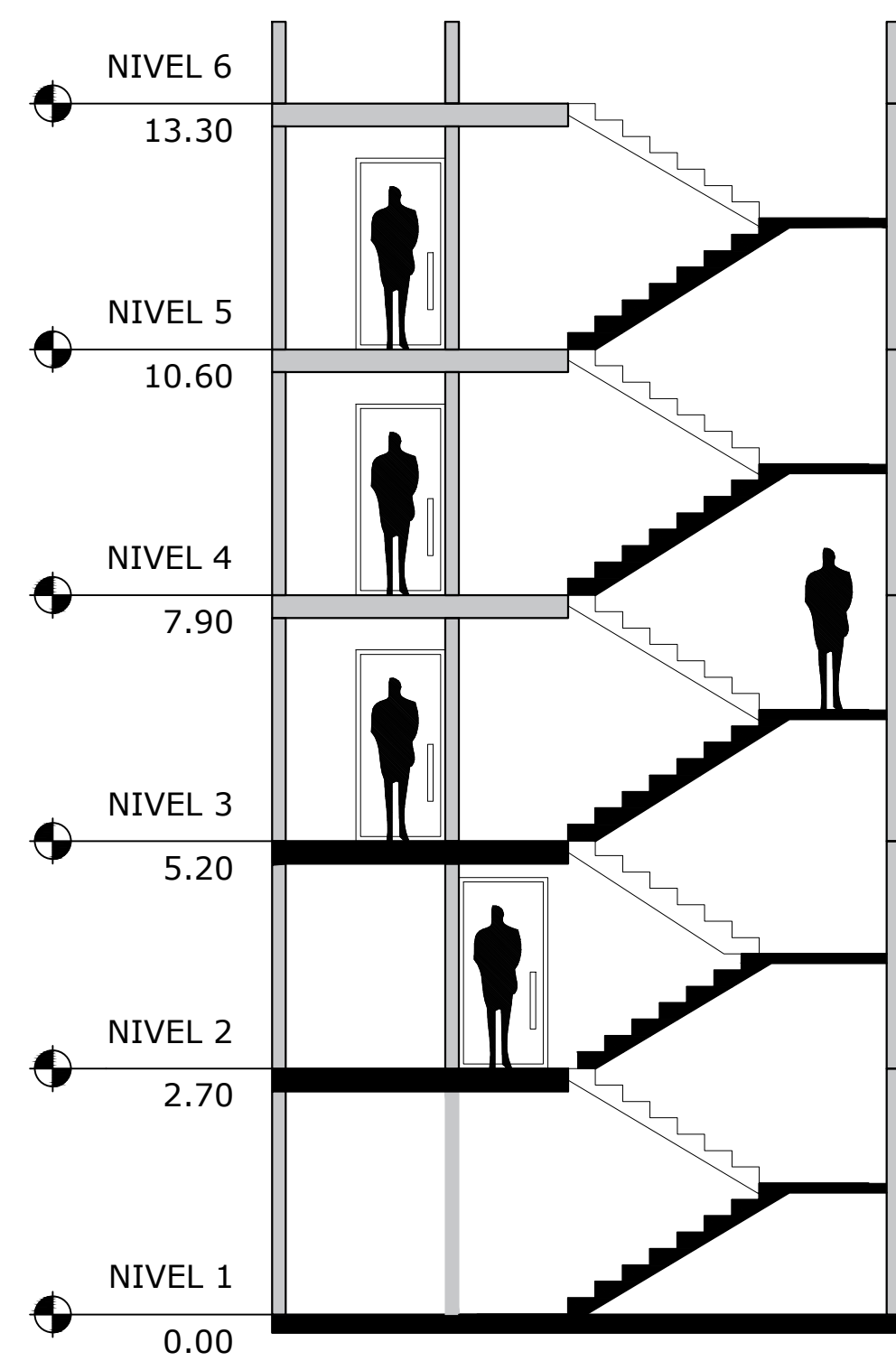
Fecha:
04/08/2025

Lamina:
1/2

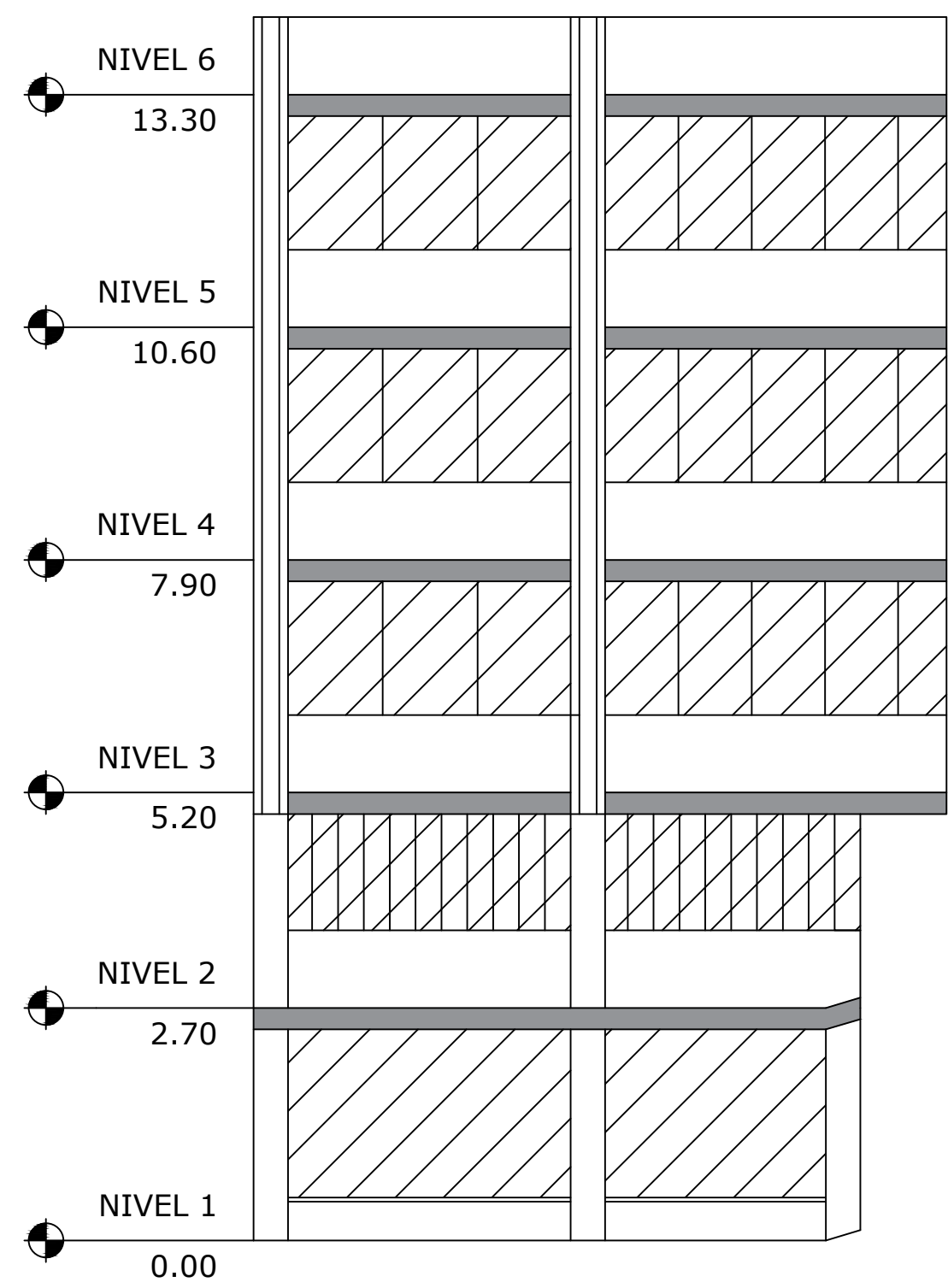
FACHADA FRONTAL



GRADA— CORTE A—A'



FACHADA LATERAL



UNIVERSIDAD
TÉCNICA
DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA
CIVIL Y MECÁNICA

Carrera:
Ingeniería Civil

Plano:
Arquitectónico

Fachadas

Estudiante:
Steven Balladares

Fecha:
04/08/2025

Lamina:
2/2