

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD SÍSMICA DE LOS EDIFICIOS ANTIGUO Y NUEVO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO, UTILIZANDO DISIPADORES DE ENERGÍA SLB (SHEARLINK BOZO), DISTRITO DE CUSCO, 2023**

**PRESENTADO POR:**

BR. KEYLA MEYLIN CABALLERO QUISPE

BR. ALDEIR TTITO QUISPE

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

**ASESOR:**

MGT. ING. MIJAIL MONTESINOS ESCOBAR

**CUSCO - PERÚ**

**2025**

## INFORME DE ORIGINALIDAD

(Aprobado por Resolución Nro.CU-303-2020-UNSAAC)

El que suscribe, Asesor del trabajo de investigación de tesis titulada: "MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD SÍSMICA DE LOS EDIFICIOS ANTIGUO Y NUEVO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO, UTILIZANDO DISIPADORES DE ENERGÍA SLB (SHEARLINK BOZO), DISTRITO DE CUSCO, 2023".

Presentado por el Bach. Keyla Meylin Caballero Quispe con DNI N° 71573612.

Presentado por el Bach. Aldeir Ttito Quispe con DNI N° 73804269.

Para optar el título profesional de ingeniero Civil. Informo que el trabajo de investigación ha sido sometido a revisión por una vez, mediante el Software Antiplagio, conforme al Art. 6° del Reglamento para Uso de Sistema Antiplagio de la UNSAAC y de la evaluación de originalidad se tiene un porcentaje de 8%.

Evaluación y acciones del reporte de coincidencia para trabajos de investigación conducentes a grado académico o título profesional, tesis.

Porcentaje	Evaluación y Acciones	Marque con una (X)
Del 1 al 10%	No se considera plagio.	X
Del 11 al 30 %	Devolver al usuario para las correcciones.	
Mayor a 31%	El responsable de la revisión del documento emite un informe al inmediato jerárquico, quien a su vez eleva el informe a la autoridad académica para que tome las acciones correspondientes. Sin perjuicio de las sanciones administrativas que correspondan de acuerdo a Ley.	

Por tanto, en mi condición de asesor, firmo el presente informe en señal de conformidad y adjunto las primeras páginas del reporte del Sistema Antiplagio.

Cusco, 07 de abril de 2025



Mgt. Ing. Mijail Montesinos Escobar  
Docente de la Facultad de ingeniería Civil

Nro de DNI: 44885194

ORCID del asesor: 0000-0001-8965-5000

Se adjunta:

1. Reporte generado por el Sistema Antiplagio.
2. Enlace del Reporte Generado por el Sistema Antiplagio: oid: <https://unsaac.turnitin.com/viewer/submissions/oid:27259:444584546?locale=es-MX> ✓

# KEYLA CABALLERO QUISPE - ALDEIR TTITO QUISPE

## MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD SÍSMICA DE LOS EDIFICIOS ANTIGUO Y NUEVO DE LA FACULTAD DE INGENI...

 Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco

### Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid:::27259:444584546

Fecha de entrega

31 mar 2025, 8:29 p.m. GMT-5

Fecha de descarga

7 abr 2025, 2:14 p.m. GMT-5

Nombre de archivo

MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD SÍSMICA DE LOS EDIFICIOS ANTIGUO Y NUEVO DE LA FACUL.....docx

Tamaño de archivo

26.1 MB

266 Páginas

49.676 Palabras

251.743 Caracteres

# 8% Overall Similarity

The combined total of all matches, including overlapping sources, for each database.

## Filtered from the Report

- ▶ Bibliography
- ▶ Quoted Text
- ▶ Cited Text
- ▶ Small Matches (less than 20 words)

## Top Sources

- 7%  Internet sources
- 0%  Publications
- 4%  Submitted works (Student Papers)

## Integrity Flags

### 2 Integrity Flags for Review

-  **Replaced Characters**  
96 suspect characters on 32 pages  
Letters are swapped with similar characters from another alphabet.
-  **Hidden Text**  
20 suspect characters on 1 page  
Text is altered to blend into the white background of the document.

Our system's algorithms look deeply at a document for any inconsistencies that would set it apart from a normal submission. If we notice something strange, we flag it for you to review.

A Flag is not necessarily an indicator of a problem. However, we'd recommend you focus your attention there for further review.

## DEDICATORIA

La presente investigación se la dedico a Dios, a mis padres Rubén Caballero Sánchez y Sonia Quispe Salas, por ser mi fuente de inspiración y por su incondicional apoyo en cuanto a mi formación académica profesional. A mis hermanos Katherine, Jean Carlos y Jean Franco por brindarme sus consejos para seguir adelante, ser una mejor persona y por su confianza en mi vida profesional. A todas las personas que, de una u otra manera, contribuyeron a la realización de este trabajo de investigación, mi más sincero agradecimiento. Este trabajo está dedicado a todos ustedes, con profundo cariño y gratitud, por ser parte fundamental de mi vida y por hacer posible este logro.

Br. Caballero Quispe, Keyla Meylin

Dedico la presente investigación a Dios, quien nos brindó sabiduría y fortaleza para afrontar este reto académico. A mi padre Don Benedicto Ttito Chura Q.E.P.D. por su dedicación y apoyo incondicional para culminar mis estudios académicos, a mi madre María Magdalena por apoyo durante el proceso y constante aliento, a mi abuela Ricardina, a mis hermanos Katherine y José Luis por brindarme sus sabios consejos e inspiración para superarme y cumplir mis metas e ideales. A mis compañeros del colegio, amigos de la Universidad y código 16-I IC con quienes compartí sabiduría, tristeza y alegrías, y demás personas quienes me acompañaron y estuvieron a mi lado e hicieron de este logro.

Br. Ttito Quispe, Aldeir

## AGRADECIMIENTO

Quiero expresar mi sincero agradecimiento a todos nuestros docentes de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco por habernos brindado la orientación académica, consejos y experiencias para poder ser excelentes profesionales.

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento al Mgt. Ing. Mijail Montesinos Escobar, mi asesor de tesis, por su invaluable orientación, apoyo y dedicación a lo largo de todo este proceso de investigación. Su profundo conocimiento en el campo de estudio, su paciencia y su disposición para brindarme su tiempo y experiencia han sido fundamentales para el éxito de esta investigación. Mi gratitud también se extiende a M. Sc. José Francisco Serrano Flores por su capacidad de gestión para ser posible el acceso a las instalaciones de la Facultad de Ingeniería para realizar nuestros ensayos.

También quiero agradecer a mis amigos y compañeros de la facultad por sus comentarios constructivos y por fomentar un ambiente académico enriquecedor que ha contribuido significativamente en el desarrollo de esta investigación.

Bach. Caballero Quispe, Keyla Meylin

Bach. Ttito Quispe, Aldeir

## RESUMEN

La región de Cusco está ubicada en una zona sísmicamente activa debido a la presencia de fallas geológicas en sus alrededores, lo que aumenta la probabilidad de sismos. En las últimas décadas, Cusco ha experimentado sismos superficiales con magnitudes superiores a 5 ML, lo que indica una alta energía liberada durante estos eventos.

Actualmente, los edificios antiguos y nuevos de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco presentan una media vulnerabilidad sísmica, según el estudio de Galdos & Nuñez (2020). Teniendo en cuenta lo mencionado, se hace evidente la necesidad de reforzar la estructura para mitigar los efectos de los sismos.

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo mejorar la capacidad sísmica de los edificios antiguos y nuevos de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, ubicada en el distrito de Cusco, mediante el uso de disipadores de energía SLB (Shear Link Bozo), con la finalidad de garantizar la seguridad de los ocupantes y la integridad de los edificios.

El desarrollo del marco teórico y los conocimientos obtenidos nos permitieron establecer nuestra metodología de trabajo que comprende: La descripción del peligro sísmico en Perayoc, diagnóstico actual de los edificios y propuesta de implementación de los disipadores SLB y finalmente las conclusiones y recomendaciones.

El análisis de peligro sísmico realizado en Perayoc, determina que el espectro sísmico utilizado para el diseño estructural en la presente investigación se basa en la norma E030.

Para el diagnóstico actual de los edificios, se recopiló información detallada sobre las propiedades mecánicas y geométricas del concreto y acero, así como las características del suelo, necesarios para el análisis sísmico de la superestructura.

Para la implementación de los disipadores en los edificios de la Facultad de Ingeniería Civil, primero se realiza el prediseño de disipadores en el rango lineal elástico, utilizando un análisis modal espectral, asegurando que los disipadores puedan ser colocados de manera óptima sin afectar el diseño arquitectónico ni comprometer áreas comunes. Posteriormente al prediseño, se lleva a cabo una verificación no lineal de tiempo-historia, concentrando la no linealidad en el dispositivo histerético SLB (Shear Link Bozzo). Para este análisis, se utilizan registros sísmicos corregidos y escalados de acuerdo con la norma ASCE 7-16, con el fin de simular de manera precisa el comportamiento sísmico de la estructura y evaluar la efectividad de los disipadores SLB.

Los resultados muestran que la incorporación de los disipadores SLB mejora de manera significativa la respuesta sísmica de la estructura. En particular, se observó una notable reducción en las derivas de entrepiso, así como una modificación en el periodo vibratorio de la estructura. Además, los dispositivos SLB son eficaces en la disipación de una gran cantidad de energía total de la estructura. Este estudio resalta la efectividad de los disipadores de energía SLB como una estrategia para mitigar los efectos de los sismos, mejorando la seguridad y estabilidad de las estructuras.

***Palabras Claves:** Disipadores de energía tipo Shear Link Bozzo (SLB), Reforzamiento estructural, Curvas Histeréticas, Capacidad Sísmica con el uso de Disipadores SLB.*

## ABSTRAC

The Cusco region is located in a seismically active area due to the presence of geological faults in its surroundings, which increases the likelihood of earthquakes. In recent decades, Cusco has experienced shallow earthquakes with magnitudes greater than 5 ML, indicating a high amount of energy released during these events.

Currently, both the old and new buildings of the Faculty of Civil Engineering at the National University of San Antonio Abad of Cusco exhibit moderate seismic vulnerability, according to the study by Galdos & Nuñez (2020). Considering this, it is clear that reinforcing the structure is necessary to mitigate the effects of earthquakes.

The objective of this research is to improve the seismic capacity of the old and new buildings of the Faculty of Civil Engineering at the National University of San Antonio Abad of Cusco, located in the district of Cusco, through the use of SLB (Shear Link Bozo) energy dissipators, with the aim of ensuring the safety of occupants and the integrity of the buildings.

The development of the theoretical framework and the knowledge gained allowed us to establish our work methodology, which includes: the description of seismic hazard in Perayoc, the current diagnosis of the buildings, the proposed implementation of SLB dissipators, and finally, the conclusions and recommendations.

The seismic hazard analysis conducted in Perayoc determines that the seismic spectrum used for the structural design in this research is based on the E030 standard.

For the current diagnosis of the buildings, detailed information was collected regarding the mechanical and geometric properties of concrete and steel, as well as soil characteristics, which are necessary for the seismic analysis of the superstructure.

For the implementation of dissipators in the buildings of the Faculty of Civil Engineering, the first step is to pre-design the dissipators within the elastic linear range using a spectral modal

analysis, ensuring that the dissipators can be optimally placed without affecting the architectural design or compromising common areas. After the pre-design, a nonlinear time-history analysis is carried out, focusing the nonlinearity on the SLB (Shear Link Bozo) hysteretic device. For this analysis, corrected and scaled seismic records are used according to the ASCE 7-16 standard to accurately simulate the seismic behavior of the structure and evaluate the effectiveness of the SLB dissipators.

The results show that the incorporation of SLB dissipators significantly improves the seismic response of the structure. In particular, a notable reduction in inter-story drifts was observed, as well as a change in the vibratory period of the structure. Additionally, the SLB devices are effective in dissipating a large amount of the total energy in the structure. This study highlights the effectiveness of SLB energy dissipators as a strategy to mitigate the effects of earthquakes, improving the safety and stability of the structures.

***Keywords:** Shear Link Bozzo (SLB) energy dissipaters, Structural strengthening, Hysteretic curves, Seismic capacity with the use of SLB dissipaters.*

## Índice General

DEDICATORIA .....	I
AGRADECIMIENTO .....	II
RESUMEN .....	III
ABSTRAC .....	V
Índice General.....	VII
Índice de Figuras.....	XI
Índice de tablas .....	XVII
<b>CAPITULO 1.          PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....</b>	<b>1</b>
1.1 Descripción del problema .....	1
1.2 Formulación del problema objeto de Investigación.....	2
1.2.1 Problema general .....	2
1.2.2 Problemas específicos.....	2
1.3 Justificación e importancia del problema .....	2
1.3.1 Justificación teórica .....	2
1.3.2 Justificación práctica.....	3
1.4 Limitaciones de la investigación.....	4
1.4.1 Limitaciones de Campo .....	4
1.4.2 Limitaciones instrumentales .....	4
1.5 Objetivos de la Investigación.....	5
1.5.1 Objetivo general.....	5
1.5.2 Objetivo específico .....	5
1.6 Formulación de la hipótesis de la investigación .....	5
1.6.1 Hipótesis general.....	5
1.6.2 Hipótesis específicas.....	5
1.7 Identificación de variables .....	6
1.8 Operacionalización de variables .....	6
1.9 Matriz de consistencia .....	8
<b>CAPITULO 2.          MARCO TEORICO .....</b>	<b>9</b>
2.1 Antecedentes.....	9

2.1.1	Antecedentes Internacional.....	9
2.1.2	Antecedentes Nacionales .....	10
2.1.3	Antecedentes Locales.....	11
2.2	Bases teóricas.....	13
2.2.1	Sismos.....	13
2.2.2	Finalidad del Diseño Sismo resistente de Edificios.....	14
2.2.3	Riesgo sísmico y registros históricos.....	15
2.2.4	Amenaza o Peligro Sísmico .....	15
2.2.5	Registros Sísmicos .....	18
2.2.6	Selección de registros sísmicos.....	19
2.2.7	Importancia de la corrección de registros sísmicos .....	20
2.2.8	Escalamiento de registros sísmicos.....	21
2.2.9	Evaluación Estructural .....	23
2.2.10	Análisis modal espectral .....	26
2.2.11	Análisis no lineal tiempo historia .....	27
2.2.12	Disipación de energía en estructuras.....	30
2.2.13	Sistema de control estructural.....	32
2.2.14	Tipo de disipadores .....	36
2.2.15	Ventajas de los disipadores SLB.....	40
2.2.16	Disipadores SLB .....	42
2.2.17	Campo de aplicación de los disipadores SLB.....	47
2.2.18	Geometría de los disipadores SLB.....	47
2.2.19	Tablas de diseño de disipadores SLB .....	49
2.2.20	Conexión almenada.....	51
2.2.21	Análisis de disipadores SLB .....	52
2.2.22	Análisis de diagonales de los disipadores SLB.....	57
2.2.23	Modelado histerético de disipadores SLB .....	58
2.2.24	Reforzamiento Estructural de estructuras con SLB .....	60
2.2.25	Reforzamiento Estructural de edificios con SLB en el Perú.....	62
CAPITULO 3.	METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN .....	64
3.1	Encuestas Tipo y Diseño de la Investigación .....	64

3.1.1	Tipo de investigación .....	64
3.1.2	Nivel de investigación.....	64
3.2	Unidad de Análisis.....	64
3.3	Población de Estudio .....	64
3.4	Selección de Muestra.....	64
3.5	Tamaño de Muestra .....	64
3.6	Técnica de recolección de Datos e Información.....	64
<b>CAPITULO 4.            MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD SÍSMICA MEDIANTE LA</b>		
<b>IMPLEMENTACION DE DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA DE LOS</b>		
<b>BLOQUES DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL .....</b>		
		<b>65</b>
4.1	Descripción arquitectónica de los edificios de la Facultad de Ingeniería Civil.....	65
4.1.1	Ubicación .....	65
4.1.1.1	Ubicación política. ....	65
4.1.1.2	Ubicación Geográfica. ....	65
4.1.2	Información primordial de las estructuras a evaluar.....	67
4.1.3	Configuración del sistema estructural.....	68
4.2	Peligro sísmico de Perayoc .....	79
4.2.1	Contexto Neotectónico del Cusco.....	79
4.2.2	Sismicidad en la región del Cusco .....	83
4.2.3	Análisis del peligro sísmico determinístico .....	83
4.2.4	Análisis del peligro sísmico probabilístico .....	86
4.2.5	Determinación del periodo fundamental del suelo por el método de Nakamura .....	99
4.2.6	Resumen de peligro sísmico .....	100
4.3	Diagnóstico actual de los edificios de la facultad de ingeniería civil.....	102
4.3.1	Estudio Preliminares .....	103
4.3.2	Evaluación de la distribución de acero .....	105
4.3.3	Verificación de cumplimiento de la norma E030 .....	123
4.3.4	Resumen de diagnóstico de los edificios .....	138
4.4	PROPUESTA DE IMPLEMENTACIÓN DE DISPOSITIVOS DE DISIPACIÓN SLB EN LAS ESTRUCTURAS DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL .....	139

4.4.1	Implementación de dispositivos de control sísmico para aumento de capacidad sísmica.....	139
4.4.2	MÉTODO DIRECTO PARA LA SELECCIÓN DE DISPOSITIVOS	142
4.4.3.	Método indirecto para la selección de dispositivos .....	147
4.4.4	Análisis no lineal Tiempo Historia .....	152
4.4.5	Fuerzas internas de elementos estructurales. ....	166
4.4.6	Diseño de soporte de elementos estructurales. ....	169
4.4.7	Propuesta de reforzamiento de elemento estructurales. ....	186
<b>CAPITULO 5. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS</b>		
	194	
5.1	Análisis de resultados obtenidos.....	194
5.1.1	Periodo de la estructura con disipador SLB.....	194
5.1.2	Reducción del periodo de la estructura con disipadores SLB.....	194
5.1.3	Control de desplazamientos máximos laterales según el análisis Tiempo Historia No Lineal .....	195
5.1.3.1	Derivas máximas de entrepiso en el No Lineal Tiempo Historia. ....	195
5.1.4	Fuerzas cortantes máximas de entrepiso.....	210
5.1.5	Control de aceleraciones .....	216
5.1.6	Fuerza cortante en Disipadores SLB.....	221
5.1.7	Histéresis del dispositivo SLB .....	225
5.1.8	Energía disipada del SLB.....	232
6	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....	243
6.1	Conclusiones.....	243
6.2	Recomendaciones .....	245
	<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	246
	<b>ANEXOS</b> .....	249

## Índice de Figuras

Figura 1. Subducción de placas tectónicas .....	14
Figura 2. Razón espectral H/V vs la frecuencia.....	18
Figura 3. Registro sísmico .....	21
Figura 4. Gráfica de curva de capacidad y datos principales.....	26
Figura 5. Curva de espectro de diseño .....	27
Figura 6. Registro de aceleración del suelo debido a un sismo .....	30
Figura 7. Disipación de energía en estructuras .....	32
Figura 8. Sistemas de control Estructural. ....	33
Figura 9. Disipadores TADAS sobre contraviento Chevrón .....	37
Figura 10. Disipadores de energía Viscoelásticos .....	38
Figura 11. Disipadores de energía de fluido viscoso .....	39
Figura 12. Configuración de los disipadores .....	42
Figura 13. Disipación de energía de los dispositivos SLB .....	43
Figura 14. Disipadores de energía tipo SLB.....	44
Figura 15. Diagrama de flujo para el análisis con disipadores SLB .....	45
Figura 16. Diagrama de flujo del método de iteración directo .....	46
Figura 17. Diagrama de flujo del método de iteración inversa.....	47
Figura 18. Geometría del disipador SLB de tercera generación .....	48
Figura 19. Nomenclatura del disipador SLB .....	49
Figura 20. Ficha técnica de los disipadores de energía SLB .....	50
Figura 21. (a) SLB y sus conexiones en muros desacoplados y (b) SLB y sus conexiones en brazos chevron .....	52
Figura 22. Marco y ventanas de los disipadores .....	52
Figura 23. Modelo analítico de los disipadores SLB .....	54
Figura 24. Rigidez del marco y ventana .....	54
Figura 25. Diagrama bilineal .....	55
Figura 26. Rigidez axial y horizontal del disipador.....	58
Figura 27. Modelo histerético de Wen.....	59
Figura 28. Modelo de comportamiento histerético .....	59
Figura 29. Deformación por cortante.....	60
Figura 30. (a)Edificio Hotel Ceibo Dorado, (b) Refuerzo con disipadores SLB - Hotel Ceibo Dorado.....	61
Figura 31. Hotel Ceibo Dorado a) Sismo en dirección X, b) Sismo en dirección Y .....	62
Figura 32. Ubicación geográfica de los edificios de estudio. ....	66
Figura 33. Edificación del bloque A de la FIC- UNSAAC .....	66
Figura 34. Edificaciones de la FIC- UNSAAC (a) Bloque B y (b) Bloque C .....	67
Figura 35. Edificaciones en análisis de la Facultad de Ingeniería Civil .....	68
Figura 36. Plano de distribución bloque A, primer nivel.....	69

Figura 37. Plano de distribución bloque A, segundo nivel .....	69
Figura 38. Plano de distribución bloque A, tercer nivel .....	70
Figura 39. Plano de distribución bloque A, cuarto nivel .....	70
Figura 40. Plano de distribución bloque A, quinto nivel .....	70
Figura 41. Plano de distribución bloque A, sexto nivel .....	71
Figura 42. Elevación bloque A .....	71
Figura 43. Plano de distribución bloque B (a) Primer nivel, (b)segundo nivel .....	72
Figura 44. Plano de distribución bloque B (a) tercer nivel, (b)cuarto nivel .....	73
Figura 45. Plano de distribución bloque B (a) quinto nivel, (b)Elevación .....	73
Figura 46. Plano de distribución bloque C (a) primer nivel, (b) segundo nivel .....	75
Figura 47. Plano de distribución bloque C (a) tercer al quinto nivel, (b)Elevación .....	75
Figura 48. Geometría de la placa en el bloque B .....	78
Figura 49. Fallas geológicas de la región Cusco.....	83
Figura 50. Fallas geológicas y punto de estudio .....	85
Figura 51. Localización de las fuentes sísmicas Interfase .....	88
Figura 52. Coordenadas geográficas de la fuente sísmica Intraplaca .....	89
Figura 53. Coordenadas geográficas de las fuentes sísmicas Continentales .....	90
Figura 54. Introducción del mapa en el software.....	93
Figura 55. Malla de trabajo del software R-crisis.....	93
Figura 56. Geometría de las fuentes sismogénicas en el software.....	94
Figura 57. Parámetros sismológicos de la fuente sísmica en el software .....	95
Figura 58. Ordenadas espectrales en el software .....	95
Figura 59. Ley de atenuación de Sadigh Software R-Crisis .....	96
Figura 60. Periodo de retorno en el software R-CRISIS .....	97
Figura 61. Mapa de Peligro sísmico de la región Cusco en el software R-CRISIS.....	98
Figura 62: Tasa de excedencia y espectro de peligro Software R-Crisis.....	98
Figura 63. Espectro del método Probabilístico .....	101
Figura 64. Espectro del método probabilístico y norma E030.....	102
Figura 65. Porcentaje de absorción de placa y columna en el bloque B (a) dirección X, (b) dirección Y .....	131
Figura 66. Espectro Pseudo-aceleración- Bloque A .....	133
Figura 67. Espectro de pseudo-aceleraciones norma E.030 del bloque B .....	133
Figura 68. Espectro de pseudo-aceleraciones norma E.030 del bloque C .....	134
Figura 69. Máxima deriva de entrepiso en la dirección X del Bloque A.....	135
Figura 70. Máxima deriva de entrepiso en la dirección Y del Bloque A.....	135
Figura 71. Máxima deriva de entrepiso en la dirección X del Bloque B.....	136
Figura 72. Máxima deriva de entrepiso en la dirección Y del Bloque B.....	136
Figura 73. Máxima deriva de entrepiso en la dirección X del Bloque C.....	137
Figura 74. Máxima deriva de entrepiso en la dirección Y del Bloque C.....	137
Figura 75. Fuerza cortante basal (a) Bloque A, (b) Bloque B, (c) Bloque C.....	138

Figura 76. Ubicación en planta de los disipadores SLB del bloque A .....	140
Figura 77. Ubicación en planta de los disipadores SLB (a) Bloque B y (b) Bloque C.....	141
Figura 78. Definición del disipador SLB2 6-2 en etabs del bloque B .....	141
Figura 79. Disipador SLB2 6_2 asignada a los bloques a) bloque A, b) bloque B y c) bloque C .....	142
Figura 80. Envoltente fuerza cortante en los bloques a) bloque A, b) bloque B y c) bloque C	143
Figura 81. Plugin para el análisis por el método directo e indirecto.....	145
Figura 82. Registro sísmico sin corregir EW del registro sísmico Maule (2010).....	154
Figura 83. Acelerograma corregido en la dirección EW del registro sísmico Maule (2010) ....	155
Figura 84. Registro sísmico Maule (2010) sin corregir y corregido en la dirección EW .....	155
Figura 85. Espectro Objetivo para escalonamiento de registros sísmicos .....	156
Figura 86. Sismo Ancash 1970 en la dirección EW .....	157
Figura 87. Sismo Ancash 1970 en la dirección NS .....	157
Figura 88. Sismo Andahuaylillas 2024 en la dirección EW .....	157
Figura 89. Sismo Andahuaylillas 2024 en la dirección NS .....	158
Figura 90. Sismo Ático 2001 en la dirección EW .....	158
Figura 91. Sismo Ático 2001 en la dirección NS.....	158
Figura 92. Sismo Chusmiza 2001 en dirección EW .....	159
Figura 93. Sismo Chusmiza 2001 en dirección NS .....	159
Figura 94. Sismo Curico 2004 en la dirección EW .....	159
Figura 95. Sismo Curico 2004 en la dirección NS.....	160
Figura 96. Sismo El centro 1940 en dirección EW.....	160
Figura 97. Sismo El centro 1940 en la dirección NS.....	160
Figura 98. Sismo Kobe 1995 en la dirección EW.....	161
Figura 99. Sismo Kobe 1995 en la dirección NS.....	161
Figura 100. Sismo Lima 1966 en la dirección EW .....	161
Figura 101. Sismo Lima 1966 en la dirección NS .....	162
Figura 102. Sismo Maule 2010 en la dirección EW .....	162
Figura 103. Sismo Maule 2010 en la dirección NS .....	162
Figura 104. Sismo Northidge 1994 en dirección EW .....	163
Figura 105. Sismo Northidge 1994 en dirección NS .....	163
Figura 106. Sismo Pisco 2007 en la dirección EW.....	163
Figura 107. Sismo Pisco 2007 en la dirección NS.....	164
Figura 108. Espectro de Aceleración sin escalar .....	165
Figura 109. Espectro de Aceleración escalado al espectro Objetivo .....	165
Figura 110. Media de espectro sísmico escalado.....	166
Figura 111. Ubicación en planta de columnas críticas del bloque A.....	166
Figura 112. Fuerzas axiales de 35tn en tracción y 41 tn en compresión para sismo en la dirección X.....	167

Figura 113. Fuerzas axiales de 7 tn en tracción y 4 tn en compresión para sismo en la dirección Y .....	167
Figura 114. Los momentos están en el rango de 71tn.m, las fuerzas cortantes se encuentran en un rango de 42tn.....	168
Figura 115. Diagrama de iteración de la columna 35x50cm (a) dirección X, (b) dirección Y..	168
Figura 116. Diagrama de iteración de la columna 25x50cm (a) dirección X, (b) dirección Y..	168
Figura 118. Ubicación en planta de la fuerza máxima cortante del brazo chevron en el bloque A .....	169
Figura 119. Fuerza máxima cortante del brazo chevron del bloque A .....	169
Figura 120. Fuerza máxima cortante del brazo chevron en el bloque B (a)ubicación en planta, (b) vista perfil.....	172
Figura 121. Fuerza máxima cortante del brazo chevron en el bloque C (a)ubicación en planta, (b) vista perfil.....	175
Figura 122. Bloque A (a) ubicación en planta del muro desacoplado, (b) Vista lateral del muro desacoplado.....	179
Figura 123. Bloque C (a) ubicación en planta del muro desacoplado, (b) Vista lateral del muro desacoplado.....	183
Figura 124. a) Ubicación en planta de columna en el bloque B, b) Sección de columna de los bloques B y C.....	186
Figura 125. Fuerzas axiales de 68tn en tracción y 202 tn en compresión (a) bloque B, (b) bloque C.....	187
Figura 126. Los momentos están en el rango de 29tn.m, las fuerzas cortantes se encuentran en un rango de 20tn.....	187
Figura 127. Diagrama de iteración de la columna A= (a) dirección X, (b) dirección Y .....	188
Figura 128. Bloque A a) Ubicación en planta de la viga, b) Vista perfil de la viga con mayor cortante.....	189
Figura 129. Esquema de reforzamiento de viga 25x65cm en el bloque A .....	191
Figura 130. Bloque C (a) Ubicación en planta de la viga, (b) Vista perfil de la viga con mayor cortante.....	192
Figura 131. Esquema de reforzamiento de viga 40x70cm en el bloque B .....	193
Figura 132. Variación de periodos de la estructura con disipador SLB y sin disipador SLB ...	194
Figura 133. bloque A Deriva de registros sísmicos a) Derivas máximas en X, b) Derivas máximas en Y .....	204
Figura 134. bloque B Deriva de registros sísmicos a) Derivas máximas en X, b) Derivas máximas en Y .....	205
Figura 135. bloque B Deriva de registros sísmicos a) Derivas máximas en X, b) Derivas máximas en Y .....	206
Figura 136. Promedio de derivas máximas del bloque A a) deriva en dirección "X", b) deriva en dirección "Y". .....	208

Figura 137. Promedio de derivas máximas del bloque B a) deriva en dirección “X”, b) deriva en dirección “Y”.	209
Figura 138. Promedio de derivas máximas del bloque C a) deriva en dirección “X”, b) deriva en dirección “Y”.	210
Figura 139. Distribución de cortante sísmico en altura de la estructura real y con disipadores SLB del bloque A (a) dirección X, (b) dirección Y.	214
Figura 140. Distribución de cortante sísmico en altura de la estructura real y con disipadores SLB del bloque B (a) dirección X, (b) dirección Y.	214
Figura 141. Distribución de cortante sísmico en altura de la estructura real y con disipadores SLB del bloque C (a) dirección X, (b) dirección Y.	215
Figura 142. Aceleración máxima de la estructura con disipadores SLB del bloque A (a) dirección X, (b) dirección Y.	219
Figura 143. Aceleración máxima de la estructura con disipadores SLB del bloque B (a) dirección X, (b) dirección Y.	220
Figura 144. Distribución de cortante sísmico en altura de la estructura con disipadores SLB del bloque C (a) dirección X, (b) dirección Y.	220
Figura 145. Diagrama histerético del disipador 2xSLB3 40_3, Primer Nivel, Sismo El centro 1940, Dmax: 12.28mm, Fmax:120.46 KN	225
Figura 146. Diagrama histerético del disipador 2xSLB3 30_3, Segundo Nivel del bloque A, Sismo Kobe, Dmax: 12.13 mm, Fmax:119.99 KN	226
Figura 147. Diagrama histerético del disipador SLB3 50-4, Tercer Nivel del bloque A, Sismo Kobe, Dmax: 16.97mm, Fmax:167.56 KN	226
Figura 148. Diagrama histerético del disipador SLB3 25-2, segundo Nivel del bloque B, Sismo Kobe 1995, Dmax: 23.40mm, Fmax:329.29 KN	227
Figura 149. Diagrama histerético del disipador SLB2 25-2, Tercer Nivel del bloque B, Sismo Kobe 1995, Dmax: 18.81mm, Fmax:301.97 KN	228
Figura 150. Diagrama histerético del disipador SLB2 25-2, primer Nivel del bloque B, Sismo Kobe 1995, Dmax: 18.82mm, Fmax:302.25 KN	228
Figura 151. Diagrama histerético del disipador SLB2 15-3, primer nivel del bloque B, Sismo Kobe 1995, Dmax: 13.36mm, Fmax:173.62 KN	229
Figura 152. Diagrama histerético del disipador SLB3 40-5, primer Nivel del bloque C, Sismo El centro 1940, Dmax: 22.22mm, Fmax:751.01 KN	230
Figura 153. Diagrama histerético del disipador SLB3 40-5, segundo Nivel del bloque C, Sismo El centro 1940, Dmax: 25.29mm, Fmax:792.01 KN	230
Figura 154. Diagrama histerético del disipador SLB3 25-5, tercer Nivel del bloque C, Sismo El centro 1940, Dmax: 23.86mm, Fmax:530.54 KN	231
Figura 155. Diagrama histerético del disipador SLB3 25-5, tercer Nivel del bloque C, Sismo El centro 1940, Dmax: 22.46mm, Fmax:258.09 KN	231
Figura 156. Respuesta energética del sistema (a) sismo El Centro 1940 y (b) sismo Lima 1966.	233

Figura 157. Respuesta energética del sistema (a) sismo Ancash 1966 y (b) sismo Northidge 1994.....	233
Figura 158. Respuesta energética del sistema (a) sismo Kobe 1995 y (b) sismo Ático 2001. . .	234
Figura 159. Respuesta energética del sistema (a)sismo Chusmiza 2001 y (b) sismo Curicó 2004. .....	234
Figura 160. Respuesta energética del sistema (a) sismo Pisco 2007 y (b) sismo Maule 2010..	234
Figura 161. Respuesta energética del sistema, sismo Andahuaylias 2024 .....	235
Figura 162. Respuesta energética del sistema (a)sismo Ancash 1970 y (b)sismo Andahualillas 2024.....	235
Figura 163. Respuesta energética del sistema (a)sismo Ático 2001 y (b) sismo Chusmiza 2001. .....	236
Figura 164. Respuesta energética del sistema (a)sismo Curico 2004 y (b) sismo El centro 1940. .....	236
Figura 165. Respuesta energética del sistema (a)sismo Kobe 1995 y (b) sismo Lima 1966.....	236
Figura 166. Respuesta energética del sistema (a)sismo Maule 2010 y (b) sismo Northidge 1985. .....	237
Figura 167. Respuesta energética del sistema sismo Pisco 2007.....	237
Figura 168. Respuesta energética del sistema (a)sismo Ancash 1970 y (b)sismo Andahualillas 2024.....	238
Figura 169. Respuesta energética del sistema (a)sismo Ático 2001 y (b) sismo Chusmiza 2001. .....	238
Figura 170. Respuesta energética del sistema (a)sismo Curico 2004 y (b) sismo El centro 1940. .....	238
Figura 171. Respuesta energética del sistema (a)sismo Kobe 1995 y (b) sismo Lima 1966.....	239
Figura 172. Respuesta energética del sistema (a)sismo Maule 2010 y (b) sismo Northidge 1985. .....	239
Figura 173. Respuesta energética del sistema sismo Pisco 2007.....	239

## Índice de tablas

Tabla 1. Operacionalización de Variables .....	6
Tabla 2. Matriz de consistencia .....	8
Tabla 3. Propuesta de VISION 2000 para estados de daño .....	29
Tabla 4. Ventajas de los disipadores de energía frente a los amortiguadores.....	40
Tabla 5. Comparación de precio con dispositivo BRB y SLB .....	40
Tabla 6. Reforzamiento Estructural de edificios con SLB en el Perú.....	62
Tabla 7. Información básica del año de construcción de las estructuras de la FIC .....	67
Tabla 8. Distribución de ambiente del bloque A .....	68
Tabla 9. Distribución de ambiente del bloque B.....	72
Tabla 10. Distribución de ambiente del bloque C.....	74
Tabla 11. Secciones de vigas en la edificación-Bloque A .....	76
Tabla 12. Sección de viga Chata del Bloque A .....	76
Tabla 13. Secciones de columnas del bloque A.....	77
Tabla 14. Secciones de vigas rectangulares del bloque B .....	77
Tabla 15. Sección de columnas del bloque B .....	77
Tabla 16. Secciones de vigas rectangulares del bloque C .....	78
Tabla 17. Sección de columnas del bloque C .....	79
Tabla 18. Aceleración máxima de las fallas geológicas de la región del Cusco .....	84
Tabla 19. Parámetros de las fuentes sismogénicas en el Perú .....	91
Tabla 20. Periodo fundamental del suelo en la FIC.....	99
Tabla 21. Parámetros de tipo de suelo según la norma E031 .....	99
Tabla 22. Aceleración máxima de las fallas geológicas de la región del Cusco .....	100
Tabla 23. Resistencia de diseño para la estructura en análisis del bloque A .....	103
Tabla 24. Resistencia a compresión asumida para vigas y losa del bloque A .....	104
Tabla 25. Resistencia de diseño para la estructura de los bloques B y C. ....	104
Tabla 26. Resistencia asumida en viga, placa, y losa en los bloque B y C.....	105
Tabla 27. Módulo de elasticidad según la resistencia para los bloques B y C .....	105
Tabla 28. Distribución de acero transversal en vigas del bloque A.....	106
Tabla 29. Distribución de acero transversal en columnas del bloque A.....	108
Tabla 30. Distribución de acero transversal en columnas del bloque B .....	111
Tabla 31. Distribución de acero transversal en Vigas del bloque B .....	113
Tabla 32. Distribución de acero transversal en columnas del bloque C .....	116
Tabla 33. Distribución de acero transversal en Vigas del bloque C .....	118
Tabla 34. Distribución de acero de refuerzo en el nudo del bloque A.....	121
Tabla 35. Distribución de acero de refuerzo en el nudo de los bloques B y C.....	122
Tabla 36. Carga viva y carga muerta en la estructura del bloque A .....	123
Tabla 37. Peso sísmico del bloque A .....	123
Tabla 38. Peso sísmico del bloque B .....	124
Tabla 39. Peso sísmico del bloque C .....	124

Tabla 40. Irregularidad en la dirección X del bloque A .....	124
Tabla 41. Irregularidad en la dirección Y del bloque A .....	124
Tabla 42. Irregularidad en la dirección X del bloque B.....	125
Tabla 43. Irregularidad en la dirección Y del bloque B.....	125
Tabla 44. Irregularidad en la dirección X del Bloque C .....	125
Tabla 45. Irregularidad en la dirección Y del Bloque C .....	126
Tabla 46. Irregularidad de masa y peso en el bloque A.....	126
Tabla 47. Irregularidad de masa y peso en el bloque B .....	126
Tabla 48. Irregularidad de masa y peso en el bloque C .....	127
Tabla 49. Dirección de análisis X, Irregularidad torsional en el bloque A.....	127
Tabla 50. Dirección de análisis Y, Irregularidad torsional en el bloque A.....	127
Tabla 51. Irregularidad torsional en la dirección X en el bloque B.....	128
Tabla 52. Irregularidad torsional en la dirección Y en el bloque B .....	128
Tabla 53. Irregularidad torsional en la dirección X en el bloque C .....	128
Tabla 54. Irregularidad torsional en la dirección Y en el bloque C .....	128
Tabla 55. Resumen de Irregularidades de los bloque A, B y C .....	130
Tabla 56. Coeficientes sísmicos para de la dirección “X” y “Y” del Bloque A, B y C.....	131
Tabla 57: Resistencia de concreto de vigas, losa, placa y columna de los bloque B y C .....	138
Tabla 58. Derivas máximas de entrepiso en la dirección X de los bloques A, B y C.....	139
Tabla 59. Derivas máximas de entrepiso en la dirección Y de los bloques A, B y C.....	139
Tabla 60. Iteración por el método directo de disipadores SLB del bloque A.....	145
Tabla 61. Iteración por el método directo de disipadores SLB del bloque B .....	146
Tabla 62. Iteración por el método directo de disipadores SLB del bloque C .....	146
Tabla 63. Iteración inversa de disipadores SLB bloque A.....	149
Tabla 64. Iteración inversa de disipadores SLB bloque B.....	150
Tabla 65. Iteración inversa de disipadores SLB bloque C.....	150
Tabla 66. Cantidad de disipadores SLB en el bloque A .....	151
Tabla 67. Cantidad de disipadores SLB en el bloque B .....	151
Tabla 68. Cantidad de disipadores SLB en el bloque C .....	151
Tabla 69. Registros sísmicos más importantes ocurrido a nivel mundial en los últimos 50 años .....	153
Tabla 70. Rango de análisis del periodo de la estructura para escalar los registros sísmicos ....	156
Tabla 71. Propiedades del perfil rectangular .....	170
Tabla 72. Propiedades del perfil rectangular .....	173
Tabla 73. Propiedades del perfil rectangular .....	176
Tabla 74. Datos de diseño del bloque A .....	179
Tabla 75. Datos para verificación de elementos del bloque A .....	180
Tabla 76. Fuerzas cortantes para diseño del bloque A.....	180
Tabla 77. Cuantía de acero horizontal del muro desacoplado del bloque A.....	181
Tabla 78. Cuantía de acero vertical del muro desacoplado del bloque A.....	182

Tabla 79. Datos de diseño del muro desacoplado del bloque C .....	183
Tabla 80. Datos de verificación del muro desacoplado del bloque C.....	183
Tabla 81. Fuerza cortante de diseño del bloque C .....	184
Tabla 82. Cuantía de acero horizontal del muro desacoplado del bloque C.....	185
Tabla 83. Cuantía de acero vertical del muro desacoplado del bloque C .....	185
Tabla 84. Periodo de las estructuras con disipador SLB .....	194
Tabla 85. Reducción del periodo de las estructuras utilizando disipador SLB .....	194
Tabla 86. Derivas máximas del Sismo Ancash en la dirección X .....	195
Tabla 87. Derivas máximas del Sismo Ancash en la dirección Y .....	195
Tabla 88. Derivas máximas del Sismo Andahuaylillas en la dirección X .....	196
Tabla 89. Derivas máximas del Sismo Andahuaylillas en la dirección Y .....	196
Tabla 90. Derivas máximas del Sismo Ático en la dirección X .....	197
Tabla 91. Derivas máximas del Sismo Ático en la dirección Y .....	197
Tabla 92. Derivas máximas del Sismo Chusmiza en la dirección X .....	197
Tabla 93. Derivas máximas del Sismo Chusmiza en la dirección Y .....	198
Tabla 94. Derivas máximas del Sismo Curico en la dirección X .....	198
Tabla 95. Derivas máximas del Sismo Curico en la dirección Y .....	199
Tabla 96. Derivas máximas del Sismo El centro en la dirección X.....	199
Tabla 97. Derivas máximas del Sismo El centro en la dirección Y.....	199
Tabla 98. Derivas máximas del Sismo Kobe en la dirección X.....	200
Tabla 99. Derivas máximas del Sismo Kobe en la dirección Y.....	200
Tabla 100. Derivas máximas del Sismo Lima en la dirección X.....	201
Tabla 101. Derivas máximas del Sismo Lima en la dirección Y.....	201
Tabla 102. Derivas máximas del Sismo Maule en la dirección X.....	201
Tabla 103. Derivas máximas del Sismo Maule en la dirección Y .....	202
Tabla 104. Derivas máximas del Sismo Northidge en la dirección X.....	202
Tabla 105. Derivas máximas del Sismo Northidge en la dirección Y .....	203
Tabla 106. Derivas máximas del Sismo Pisco en la dirección X.....	203
Tabla 107. Derivas máximas del Sismo Pisco en la dirección Y.....	203
Tabla 108. Promedio de derivas máximas de los registros sísmicos en la dirección X.....	207
Tabla 109. Promedio de derivas máximas de los registros sísmicos en la dirección Y.....	208
Tabla 110. Fuerza cortante máxima, Sismo Ancash.....	210
Tabla 111. Fuerza cortante máxima, Sismo Andahuaylillas.....	211
Tabla 112. Fuerza cortante máxima, Sismo Ático.....	211
Tabla 113. Fuerza cortante máxima, Sismo Chusmiza.....	211
Tabla 114. Fuerza cortante máxima, Sismo Curico.....	211
Tabla 115. Fuerza cortante máxima, Sismo El centro .....	212
Tabla 116. Fuerza cortante máxima, Sismo Kobe .....	212
Tabla 117. Fuerza cortante máxima, Sismo Lima .....	212
Tabla 118. Fuerza cortante máxima, Sismo Maule.....	212

Tabla 119. Fuerza cortante máxima, Sismo Northidge.....	213
Tabla 120. Fuerza cortante máxima, Sismo Pisco .....	213
Tabla 121. Fuerza cortante promedio de los registros sísmicos .....	213
Tabla 122. Aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A, Sismo Ancash .....	216
Tabla 123. Aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A, Sismo Andahuaylillas .....	216
Tabla 124. Aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A, Sismo Ático .....	216
Tabla 125. Aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A, Sismo Chusmiza .....	216
Tabla 126. Aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A, Sismo Curico .....	217
Tabla 127. Aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A, Sismo El centro.....	217
Tabla 128. Aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A, Sismo Kobe.....	217
Tabla 129. Aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A, Sismo Lima.....	217
Tabla 130. Aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A, Sismo Maule.....	218
Tabla 131. Aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A, Sismo Northidge .....	218
Tabla 132. Aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A, Sismo Pisco.....	218
Tabla 133. Promedio de aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A .....	219
Tabla 134. Fuerzas cortantes en el dispositivo sismo el centro, dirección X del bloque A.....	221
Tabla 135. Fuerzas cortantes en el dispositivo sismo Kobe, dirección Y del bloque A.....	221
Tabla 136. Fuerzas cortantes en el dispositivo sismo chuzmiza, dirección X del bloque B .....	222
Tabla 137. Fuerzas cortantes en el dispositivo sismo Curico, dirección Y del bloque B .....	223
Tabla 138. Fuerzas cortantes en el dispositivo sismo el centro, dirección X del bloque C .....	223
Tabla 139. Fuerzas cortantes en el dispositivo sismo Kobe, dirección Y del bloque C .....	224
Tabla 140. Resumen de deformaciones máximas de disipadores SLB del bloque A.....	227
Tabla 141. Resumen de deformaciones máximas de disipadores SLB del bloque B .....	229
Tabla 142. Resumen de deformaciones máxima de los disipadores SLB del bloque C .....	232
Tabla 143. Porcentaje de Energía de disipación en el Bloque A en la dirección X.....	240
Tabla 144. Porcentaje de Energía de disipación en el Bloque A en la dirección Y.....	240
Tabla 145. Porcentaje de Energía de disipación en el Bloque B en la dirección X.....	241
Tabla 146. Porcentaje de Energía de disipación en el Bloque B en la dirección Y .....	241
Tabla 147. Porcentaje de Energía de disipación en el Bloque C en la dirección X.....	242
Tabla 148. Porcentaje de Energía de disipación en el Bloque C en la dirección Y .....	242

## **CAPITULO 1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

### **1.1 Descripción del problema**

El Perú se encuentra en una zona con alto grado de sismicidad conocido como anillo o cinturón de fuego del pacífico, es el motivo por el cual la presencia de sismos es muy recurrente y en algunos casos los sismos son de alta intensidad, provocando daños irreparables de las edificaciones y pérdida de vidas humanas. En esta zona (cinturón de fuego) se encuentra la mayor área de subducción del mundo, tal es la subducción de la placa de Nazca con la placa sudamericana.

El movimiento de las placas tectónicas da lugar a una serie de efectos geológicos, entre los que se incluyen las deformaciones del terreno, como el hundimiento o el levantamiento de áreas extensas de la corteza terrestre. Cuando estas deformaciones son significativas, se producen fallas geológicas, que son fracturas o zonas de debilidad en la corteza donde se produce el desplazamiento relativo de las rocas de ambos lados.

El crecimiento exponencial del avance tecnológico en el mundo trajo consigo cambios en los procesos constructivos convencionales, beneficiando así a la mejora del comportamiento sísmico de la estructura; así también favorece al comportamiento estructural de las edificaciones de esta forma previniendo el daño estructural frente a un sismo.

La aplicación de nuevas tecnologías trajo consigo la fabricación de dispositivos protectores sísmicos en metal, puesto que los metales tienen la cualidad de absorber el corte, es por ello que esta tesis está orientada en la implementación de un sistema de disipación de energía para así mejorar la capacidad sísmica de la estructura, a través de los disipadores de energía SLB (Shear Link Bozzo), favoreciendo la protección de la integridad de cada estudiante que reside en estas edificaciones de uso A de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.

## **1.2 Formulación del problema objeto de Investigación**

### **1.2.1 Problema general**

- ¿Cómo mejora la capacidad sísmica de los edificios antiguo y nuevo de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco utilizando disipadores de energía SLB (Shear Link Bozzo)?

### **1.2.2 Problemas específicos**

- ¿Cuál es la capacidad sísmica mediante el análisis No Lineal Tiempo Historia de los edificios antiguo y nuevo de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco reforzado con disipadores de energía SLB (Shear Link Bozzo)?

- ¿Cómo influye la implementación de disipadores SLB en el comportamiento estructural de los edificios de la FIC, asegurando que operen dentro de los valores máximos de fluencia y deformación?

## **1.3 Justificación e importancia del problema**

### **1.3.1 Justificación teórica**

La presente investigación mejorará la capacidad sísmica de los edificios antiguo y nuevo de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco mediante el uso de disipadores de energía SLB (Shear Link Bozzo). Estos disipadores son dispositivos innovadores, económicos y eficientes que permiten reducir los efectos de las fuerzas sísmicas en las estructuras, aumentando su seguridad sin requerir grandes inversiones. El uso de tecnología desarrollada en Perú no solo destaca los avances nacionales en ingeniería sísmica, sino que también ofrece una solución práctica y accesible para fortalecer las infraestructuras en zonas sísmicamente activas.

Al implementar estos dispositivos en los edificios de la Facultad de Ingeniería Civil, se garantiza un entorno seguro para los estudiantes y personal académico, proporcionando un espacio más confiable para las actividades educativas. Además, la investigación servirá como un modelo para futuras mejoras en la infraestructura universitaria y podría inspirar la adopción de tecnologías similares en otras instituciones educativas y edificios públicos del país.

Este enfoque refuerza la importancia de la investigación y el desarrollo tecnológico en el ámbito nacional, destacando el uso de soluciones locales para problemas globales, como la protección sísmica en áreas vulnerables.

### **1.3.2 Justificación práctica**

La justificación práctica de esta investigación radica en la necesidad de mejorar la capacidad sísmica de los edificios de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, utilizando herramientas y normativas específicas que aseguren la seguridad estructural. Para ello, se emplearán diversas normativas como: la Norma E030 “Diseño Sismorresistente”, la Norma E020 “metrado de Cargas”, la Norma E060 “Concreto Armado”, ASCE 7-16 Y ASCE 41-13 (American Society of Civil Engineers) “Evaluación Análisis No Lineal Tiempo Historia”, que son fundamentales para el análisis y diseño de estructuras sísmicamente resistentes.

Estas normativas proporcionan los lineamientos técnicos necesarios para el diseño y cálculo adecuado de las estructuras en función de las cargas sísmicas y las características del suelo, permitiendo una evaluación precisa de la capacidad sísmica de las edificaciones de la Facultad de Ingeniería Civil. El cumplimiento de estas normas garantiza que el diseño se ajuste a los estándares nacionales de seguridad y resistencia ante sismos.

Además, para realizar el análisis estructural y sísmico, se utilizarán herramientas avanzadas como el software ETABS v.19.1.0 y DissipaSLB 23.0.0. Estos softwares permiten modelar con precisión las edificaciones, simular diferentes escenarios sísmicos y evaluar cómo se comportan las estructuras ante fuerzas sísmicas, lo que facilita la identificación de posibles puntos débiles y la implementación de soluciones tecnológicas como los disipadores SLB (Shear Link Bozzo).

## **1.4 Limitaciones de la investigación**

### **1.4.1 Limitaciones de Campo**

En esta presente investigación, no se presentan limitaciones de campo, debido a los permisos correspondientes otorgados por la administración de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco. Se ha podido acceder sin restricciones a todas las aulas y áreas de los edificios en estudio. Este acceso completo ha permitido realizar un análisis detallado y exhaustivo de las condiciones estructurales y de seguridad de los edificios, sin obstáculos para la recolección de datos y la aplicación de las metodologías necesarias para la investigación.

Al no haber limitaciones físicas ni administrativas en el acceso a las instalaciones, se ha podido realizar un trabajo de campo integral, asegurando que los resultados obtenidos sean representativos de la realidad estructural de ambas edificaciones.

### **1.4.2 Limitaciones instrumentales**

El laboratorio de mecánica de suelos y materiales de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco no cuenta con los equipos necesarios para realizar ensayos de campo en la presente investigación. Los ensayos de periodo fundamental del suelo y detección de acero se tuvieron que contratar los servicios de un laboratorio externo.

Aunque este proceso implicó una inversión adicional de tiempo y recursos, se consideró necesario para asegurar la calidad y exactitud de los datos obtenidos, los cuales son fundamentales

para el análisis de la capacidad sísmica de las edificaciones. A pesar de esta limitación, los resultados obtenidos de los laboratorios externos han permitido avanzar en el estudio con los estándares requeridos para la correcta evaluación y mejora de la infraestructura.

## **1.5 Objetivos de la Investigación**

### **1.5.1 Objetivo general**

- Mejorar la capacidad sísmica de los edificios antiguo y nuevo de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco de alta vulnerabilidad utilizando dispositivos de disipación de energía SLB (Shear Link Bozzo).

### **1.5.2 Objetivo específico**

- Evaluar la capacidad sísmica mediante el análisis No Lineal Tiempo Historia de los edificios antiguo y nuevo de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco reforzado con disipadores de energía SLB (Shear Link Bozzo).

- Analizar el comportamiento estructural en los edificios de la FIC mediante la implementación de disipadores SLB, verificando que operen dentro de los valores máximos de fuerza de fluencia y deformación.

## **1.6 Formulación de la hipótesis de la investigación**

### **1.6.1 Hipótesis general**

- La implementación de los disipadores Shear link Bozzo mejora significativamente la capacidad sísmica de los edificios de la Facultad de Ingeniería Civil logrando absorber hasta un 60% de la energía total de entrada.

### **1.6.2 Hipótesis específicas**

- La capacidad sísmica de los edificios antiguo y nuevo de la Facultad de Ingeniería Civil mediante el análisis Historia Tiempo No Lineal incrementa la respuesta sísmica ante sismos.

- La colocación estratégica de disipadores SLB en puntos críticos en los edificios de la FIC permitirá plastificar los disipadores dentro de los valores máximos de fuerza de fluencia y deformación, mejorando así el comportamiento estructural frente a cargas sísmicas.

### 1.7 Identificación de variables

- Variable independiente (X): Edificios antiguo y nuevo de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco
- Variable dependiente (Y): Disipadores de energía SLB (Shear Link Bozzo)
- Unidad de Análisis: Los edificios antiguo y nuevo de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.
- Ámbito Geográfico: Distrito de Cusco
- Periodo: 2023

### 1.8 Operacionalización de variables

*Tabla 1. Operacionalización de Variables*

VARIABLE	FACTORES	INDICADORES
X: Edificios antiguo y nuevo de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.	Sistema estructural	Pórticos
		Muros estructurales
		Dual
		Edificaciones de muros de ductilidad limitada
	Configuración arquitectónica	Regular
		Irregular
	Tipo de suelo	S1
		S2
S3		
S4		
Y: Disipadores de energía SLB ( Shear Link Bozzo)	Disipadores de energía SLB ( Shear Link Bozzo)	Propiedades del dispositivo
		Deformación del dispositivo
	Sistema estructural	Pórticos

<p>X:</p> <p>Edificios antiguo y nuevo de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco.</p>		Muros estructurales
		Dual
		Edificaciones de muros de ductilidad limitada
	Configuración arquitectónica	Regular
		Irregular
	Tipo de suelo	S1
		S2
S3		
S4		
<p>Y1:</p> <p>Capacidad sísmica</p>	Respuesta sísmica	Periodo de vibración.
		Desplazamientos
		Cortante basal
<p>X:</p> <p>Edificios antiguo y nuevo de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco.</p>	Sistema estructural	Pórticos
		Muros estructurales
		Dual
		Edificaciones de muros de ductilidad limitada
	Configuración arquitectónica	Regular
		Irregular
	Tipo de suelo	S1
S2		
S3		
S4		
<p>Y2:</p> <p>Disipadores de energía SLB ( Shear Link Bozzo)</p>	Curva Histerética	Deformación
		Fuerza de fluencia

## 1.9 Matriz de consistencia

Tabla 2. Matriz de consistencia

MATRIZ DE CONSISTENCIA						
PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLE	FACTORES	INDICADORES	INSTRUMENTOS
P.G.  ¿¿Cómo mejora la capacidad sísmica de los edificios antiguo y nuevo de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco utilizando disipadores de energía SLB (Shear Link Bozzo)?	O.G.  ¿Mejorar la capacidad sísmica de los edificios antiguo y nuevo de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco de alta vulnerabilidad utilizando dispositivos de disipación de energía SLB (Shear Link Bozzo).	H.G.  ¿La implementación de los disipadores Shear link Bozzo mejora significativamente la capacidad sísmica de los edificios de la Facultad de Ingeniería Civil logrando absorber hasta un 60% de la energía total de entrada.	X:  Edificios antiguo y nuevo de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.	Sistema estructural	Porticos	Revisión de archivos
				Muros estructurales	Revisión de archivos	
				Dual	Revisión de archivos	
				Edificaciones de muros de ductilidad limitada	Revisión de archivos	
				Regular	Ficha de observación	
				Iregular	Ficha de observación	
				S1	Expediente técnico	
				S2	Expediente técnico	
				S3	Expediente técnico	
				S4	Expediente técnico	
P.E.1.  ¿¿Cuál es la capacidad sísmica mediante el análisis No Lineal Tiempo Historia de los edificios antiguo y nuevo de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco reforzado con disipadores de energía SLB (Shear Link Bozzo)?	O.E.1.  ¿Evaluar la capacidad sísmica mediante el análisis No Lineal Tiempo Historia de los edificios antiguo y nuevo de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco reforzado con disipadores de energía SLB (Shear Link Bozzo).	H.E.1.  ¿La capacidad sísmica de los edificios antiguo y nuevo de la Facultad de Ingeniería Civil mediante el análisis Historia Tiempo No Lineal incrementa la respuesta sísmica ante sismos.	X:  Edificios antiguo y nuevo de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco.	Disipadores de energía SLB ( Shear Link Bozzo)	Propiedades del dispositivo	Revisión de archivos
				Deformación del dispositivo	Revisión de archivos	
				Porticos	Revisión de archivos	
				Muros estructurales	Revisión de archivos	
				Dual	Revisión de archivos	
				Edificaciones de muros de ductilidad limitada	Revisión de archivos	
				Regular	Ficha de observación	
				Iregular	Ficha de observación	
				S1	Expediente técnico	
				S2	Expediente técnico	
S3	Expediente técnico					
S4	Expediente técnico					
P.E.2.  ¿¿Cómo influye la implementación de disipadores SLB en el comportamiento estructural de los edificios de la FIC, asegurando que operen dentro de los valores máximos de fluencia y deformación?	O.E.2.  ¿Analizar el comportamiento estructural en los edificios de la FIC mediante la implementación de disipadores SLB, verificando que operen dentro de los valores máximos de fuerza de fluencia y deformación.	H.E.2  La colocación estratégica de disipadores SLB en puntos críticos en los edificios de la FIC permitirá plastificar los disipadores dentro de los valores máximos de fuerza de fluencia y deformación, mejorando así el comportamiento estructural frente a cargas sísmicas.	X:  Edificios antiguo y nuevo de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco.	Respuesta sísmica	Período de vibración	Revisión de archivos
				Desplazamientos	Revisión de archivos	
				Contante basal	Revisión de archivos	
				Porticos	Revisión de archivos	
				Muros estructurales	Revisión de archivos	
				Dual	Revisión de archivos	
				Edificaciones de muros de ductilidad limitada	Revisión de archivos	
				Regular	Ficha de observación	
				Iregular	Ficha de observación	
				S1	Expediente técnico	
S2	Expediente técnico					
S3	Expediente técnico					
S4	Expediente técnico					
Y2:  Disipadores de energía SLB ( Shear Link Bozzo)	Deformación	Fuerza de fluencia	Revisión de archivos	Curva Histérica	Deformación	Revisión de archivos
				Revisión de archivos		

La información detallada sobre la Tabla 2, se encuentra en el Anexo 1 de este documento.

## **CAPITULO 2. MARCO TEORICO**

### **2.1 Antecedentes**

#### **2.1.1 Antecedentes Internacional**

- Chifla (2023) presentan en su tesis titulada: “Análisis comparativo del comportamiento estructural de un edificio de hormigón armado convencional y con el uso de disipadores de energía Shear-Link Bozzo (SLB)” (Tesis pre grado): Facultad De Ingeniería Civil y Mecánica, Universidad Técnica Ambato-Ecuador, en la investigación se realizó el análisis lineal de una estructura de hormigón armado convencional tomando en cuenta los requisitos para una estructura sismorresistente que proporciona la norma NEC-SE-DS y el ACI318. Además, se realizó un análisis dinámico no lineal (tiempo-historia) incluyendo disipadores de energía SLB, concluyendo que los disipadores disipan un 55.6% de la energía total de la estructura, así mismo al implementar disipadores SLB se determinó que la estructura aumento su costo en un 5.3% con respecto a la estructura de hormigón armado convencional, mientras que, las derivas y desplazamientos se redujeron entre un 40% y 50% respectivamente al implementar los dispositivos SLB.

- Terán&Brito (2022) presentan en su tesis titulada: “Estudio comparativo de la influencia estructural de disipadores SLB para muros desacoplados en estructuras de hormigón armado y arriostramientos en estructuras metálicas” (Tesis pre grado): Carrera De Ingeniería Civil, Universidad Politécnica Salesiana Sede Quito, en el presente estudio de investigación, se realizó un análisis comparativo no lineal tiempo historia usando disipadores de energía SLB frente a métodos constructivos tradicionales, tanto en concreto armado como en estructura metálica, con el fin de determinar qué sistema presenta un mejor comportamiento con dichos dispositivos. Para lo cual se modeló dos edificios con diferentes características arquitectónicas, se generó un total de ocho modelos, cuatro de ellos realizados en hormigón armado y cuatro en estructura metálica, de

los cuales dos modelos corresponden a estructura con método tradicional y dos con la implementación de disipadores SLB, los mismos que fueron analizados en un paquete computacional estructural. Los resultados que se generaron en ambos sistemas constructivos nos demuestran que los disipadores de energía SLB reducen los siguientes parámetros: cortantes máximos, desplazamientos máximos y derivas inelásticas y también ayuda a absorber gran cantidad de energía que se genera ante la acción de un evento sísmico, frente a los métodos tradicionales planteados.

### **2.1.2 Antecedentes Nacionales**

- Jesús (2019), presenta una investigación: “Análisis estructural y reforzamiento de un edificio irregular con disipadores histeréticos” (Tesis de pregrado): Facultad de Ciencias e Ingeniería, Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, la presente tesis estudia y analiza la respuesta sísmica de un edificio irregular de 16 pisos y 8 sótanos de acuerdo al reglamento Nacional de Edificaciones E0.30, primero en su investigación se realizó el análisis modal del edificio, por medio de dicho análisis se obtienen las distorsiones de cada entrepiso las que deben cumplir con las distorsiones mínimas según la normatividad, con ello se determina las irregularidades que presentan, para luego equiparlo con los disipadores pasivos de energía Tipo TADAS y SLB. Para tal análisis se elabora el modelo matemático tridimensional del edificio en el software ETABS v.16, así mismo para el análisis tiempo historia de la edificación se consideró tres registros sísmicos y concluyendo que la utilización los disipadores SLB reduce hasta un 60% y los disipadores TADAS reduce hasta un 40% las derivas de entrepiso del edificio.

- Manrique (2021), presenta una investigación “Comparación de la respuesta estructural entre una edificación de 8 pisos con disipadores SLB y la edificación convencional” (Tesis de pregrado): Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de San Agustín De Arequipa,

presenta tesis se realiza la comparativa entre el análisis y diseño de una vivienda multifamiliar de 8 pisos diseñada convencionalmente con el actual reglamento nacional de edificaciones y la misma edificación estructurada y diseñada con disipadores SLB, concluyendo que la deriva en la estructura con disipadores SLB se redujo en el eje X un 24% y en el eje Y un 18% respecto de la edificación con muros de concreto armado, además de una reducción de la fuerza cortante basal de la edificación con disipadores del 18% , esta reducción del cortante basal se refleja en el diseño de vigas, columnas y placas, así mismo existe una reducción del 22% en la cantidad de acero en vigas, 35% en la cantidad acero en columnas y 17% en la cantidad de acero en muros estructurales esto debido a la adición de disipadores SLB.

### **2.1.3 Antecedentes Locales**

- Galdós y Núñez (2020), presentan una investigación: “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica en los edificios de la escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio del Abad del Cusco, distrito Cusco, 2018” (Tesis de pregrado) Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil, Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, la investigación tiene como objetivo determinar la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones en la Escuela Profesional de Ingeniería Civil (EPIC) de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco (UNSAAC) aplicando un manual de evaluación rápida propuesto por el FEMA P-154 (Federal Emergency Management Agency) y la norma ASCE 41-13 (American Society of Civil Engineers), por lo cual con la metodología FEMA se evaluaron el Edificio Antiguo de la EPIC que consta de un bloque, el Edificio Nuevo de la EPIC que consta de tres bloques, y los Laboratorios de Suelos e Hidráulica que consta de tres bloques. Para el Edificio Antiguo de la EPIC se obtuvo un puntaje final de 0.3; el Bloque A, el Bloque B y el Bloque C de la Edificación Nueva obtuvieron puntajes finales de 0.4, 2.4 y 1.5 respectivamente; el Bloque A, el Bloque B y Bloque C de los

laboratorios de Suelos e Hidráulica obtuvieron puntajes finales de 2.4, 2.1 y 2.4 respectivamente. De esta manera se determinó que solo la Edificación Antigua y los bloques A y C de la Edificación Nueva requieren una evaluación más detallada, ya que si una si una edificación tiene un puntaje menor que 02 significa que necesita una evaluación más detallada, por lo cual se realizó según la norma del ASCE 41-13 una evaluación para edificaciones existentes y utiliza 3 niveles de evaluación en base a un objetivo de desempeño El primero es de inspección, el cual familiariza con las características más generales de la edificación tanto en lo Estructural como en lo No Estructural; el segundo, que es opcional, está basado en las deficiencias encontradas en el nivel 1; y el tercero es una evaluación sistemática basada en el desempeño sísmico de la estructura mediante un análisis estático No Lineal o Pushover, En base al primer nivel de evaluación, en el Edificio Antigo de la EPIC se utilizaron 50 criterios de evaluación y solo cumple con el 82.00% de ellos; en el Bloque A de la Edificación Nueva se utilizaron 38 criterios de evaluación y solo cumple con el 63.16% de ellos; y en el Bloque C de la Edificación Nueva se utilizaron 39 criterios de evaluación y solo cumple con el 74.36% de ellos. El ASCE 41- 13 establece que para que una edificación cumpla con el objetivo de desempeño, debe cumplir con todos los criterios de evaluación, por tanto, ninguna de las edificaciones evaluadas bajo el nivel 1 cumplen con el objetivo de desempeño requerido. En base a los resultados del nivel 1, se optó por pasar directamente al nivel 3 de evaluación. En este nivel se hicieron un Análisis Estático y Dinámico Lineal para verificar las irregularidades, derivas, periodo fundamental, y para determinar el patrón de cargas de empuje (Pushover) a partir de la fuerza cortante dinámica para realizar el Análisis Estático No Lineal, con lo cual se determina la curva de capacidad de cada estructura y así verificar si cumple con el objetivo de desempeño para edificaciones esenciales que son: Ocupación Inmediata para un sismo con periodo de retorno de 225 años y Seguridad de Vida para un sismo

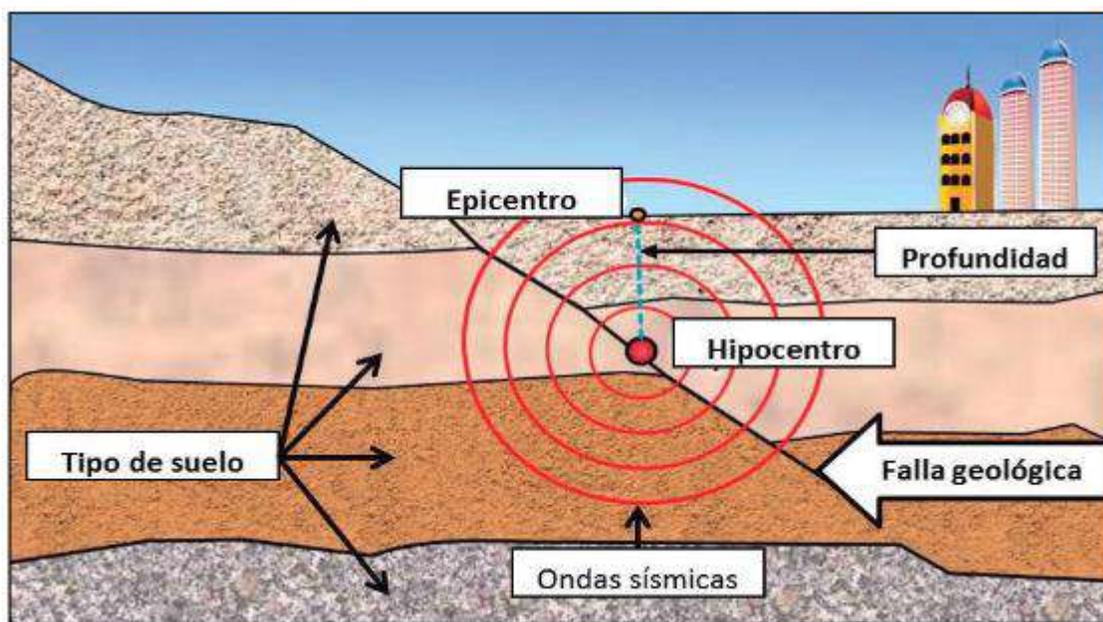
con periodo de retorno de 975 años. En los bloques A y C del edificio nuevo se realizó el análisis para dos casos de resistencia de concreto: el primero con la resistencia de diseño  $f'_c=210$  kg/cm<sup>2</sup> y el segundo en base a las resistencias obtenidas de los núcleos de concreto extraídos, mientras que para el edificio antiguo se realizó el análisis con su resistencia de  $f'_c=210$  kg/cm<sup>2</sup>. Como resultado de estos análisis se determinó que el Bloque A de la edificación nueva en el primer caso tiene una Baja Vulnerabilidad Sísmica cumpliendo con los objetivos de desempeño en las dos direcciones y en el segundo caso tiene una Media Vulnerabilidad Sísmica cumpliendo los objetivos de desempeño solo en una dirección. El Bloque C de la edificación nueva en el primer y segundo caso cumple con los objetivos de desempeño en ambas direcciones por lo cual tiene una Baja Vulnerabilidad Sísmica. El Edificio Antiguo no cumple con el objetivo de desempeño de seguridad de vida para un peligro sísmico con periodo de retorno de 975 años en un sentido de análisis sin embargo tiene una Media Vulnerabilidad Sísmica.

## **2.2 Bases teóricas**

### **2.2.1 Sismos**

Según OCHOA, P. (2012). Un sismo es definido como movimientos vibratorios que suceden en la corteza terrestre o al interior de la tierra provocadas por la liberación de energía, estos movimientos de la tierra en ocasiones son notorios y en algunos casos tiene carácter catastrófico.

Los movimientos sísmicos provocan cuatro tipos de ondas las cuales se clasifican en dos ondas superficiales y dos ondas profundas. La figura 1 muestra las características principales cuando ocurre un sismo.



*Figura 1. Subducción de placas tectónicas*

*Fuente: Adaptado de Internet*

### **2.2.2 Finalidad del Diseño Sismo resistente de Edificios**

Según Chopra (2019), define: “La finalidad principal del diseño sismorresistente es proporcionar un nivel aceptable de seguridad frente a terremotos, protegiendo vidas humanas y reduciendo pérdidas materiales mediante el control del comportamiento estructural durante los movimientos sísmicos”.

En estos últimos años, el comportamiento de las edificaciones se midió frente a diferentes niveles de severidad sísmica, Según Bertero, V. V. y el comité SEAOC - VISION 2000 (1995, pág. 36), hay existencia de cuatro niveles de medición de sismos, el cual está definido por el “sismo de diseño”. La ocurrencia de eventos sísmicos es propia de cada región, los sismos son definidos mediante el cálculo de los periodos medios de retorno de estos sismos o también, a la probabilidad de excedencia durante un periodo determinado, para edificaciones de clase A se ha establecido un periodo de retorno de 2475 años.

### **2.2.3 Riesgo sísmico y registros históricos**

El riesgo sísmico se define como la probabilidad de que ocurra un daño significativo en edificaciones, infraestructura y vidas humanas debido a un evento sísmico, considerando factores como la vulnerabilidad, la exposición y la severidad del fenómeno (Ordaz y Reyes, 1999).

El riesgo sísmico combina el peligro, la vulnerabilidad y la exposición para estimar posibles pérdidas causadas por un terremoto en una región específica (Smith, 2020).

En el Perú, desde la década de 1960, las construcciones de edificios han seguido normas de diseño sismo resistente. Por otra parte, no se localizaron efectos de terremotos graves en los últimos 100 años, según Muñoz, Tinman y Quiun (2015, pág. 2).

### **2.2.4 Amenaza o Peligro Sísmico**

Actualmente existe diferentes definiciones del peligro sísmico, los más resaltantes se describen a continuación:

Reiter (1990) afirma que “el peligro sísmico es la evaluación de la probabilidad de que un lugar determinado experimente movimientos sísmicos con ciertas características, considerando la sismicidad histórica, las fuentes sísmicas y las condiciones geológicas locales”.

Melone (2003) define que “la amenaza sísmica o peligro sísmico es la probabilidad de ocurrencia de un sismo durante periodo de tiempo para un sitio dado. Este valor se describe como un factor de riesgo externo hacia un componente expuesto, el peligro natural es asociado al movimiento sísmico, este es capaz de provocar daños materiales, al medio ambiente y la pérdida de vidas humanas”.

CENEPRED (2014), menciona que “el peligro sísmico es la probabilidad de un movimiento sísmico, de origen natural, el cual se da en un lugar específico, con características de intensidad y periodo de tiempo y frecuencia definidos”.

Por otro lado, McGuire (2004), define que: “El peligro sísmico se refiere a la probabilidad de que un área determinada experimente fenómenos sísmicos que puedan generar impactos significativos, considerando factores como la frecuencia, magnitud y ubicación de los sismos, así como las características del terreno”.

#### **2.2.4.1 Análisis del peligro sísmico determinístico.**

El peligro sísmico determinístico es una metodología utilizada para evaluar la intensidad y características de un evento sísmico en una región específica (Conell, 1968), esta metodología se basa en escenarios predefinidos. El método determinístico calcula el peligro sísmico considerando un terremoto máximo creíble, determinado a partir del conocimiento de fallas geológicas activas y la capacidad para generar eventos sísmicos, junto con las condiciones locales del suelo (Raiter, 1990). La estimación del peligro sísmico por la metodología determinística cuyo objetivo es estimar la severidad del movimiento del suelo en el lugar de estudio (Kramer, 1996).

En la investigación del peligro sísmico determinístico, no evalúa la probabilidad de ocurrencia de un sismo en un periodo de tiempo, esta metodología asume un evento específico y sus posibles impactos.

#### **2.2.4.2 Análisis del peligro sísmico Probabilístico.**

El método probabilístico evalúa el peligro sísmico propuesto por Cornell (1968). El análisis del peligro sísmico probabilístico considera todos los sismos contenidos en las fuentes sismogénicas, evaluando la magnitud y la frecuencia de ocurrencia (conell&Vanmarcke,1969).

El método de peligro sísmico probabilístico consiste en la determinación de la probabilidad para un nivel de intensidad sísmica y periodo de tiempo. Esta metodología permite el determinar las incertidumbres en el tamaño, localización y la tasa de ocurrencia sísmica, así como ciertas

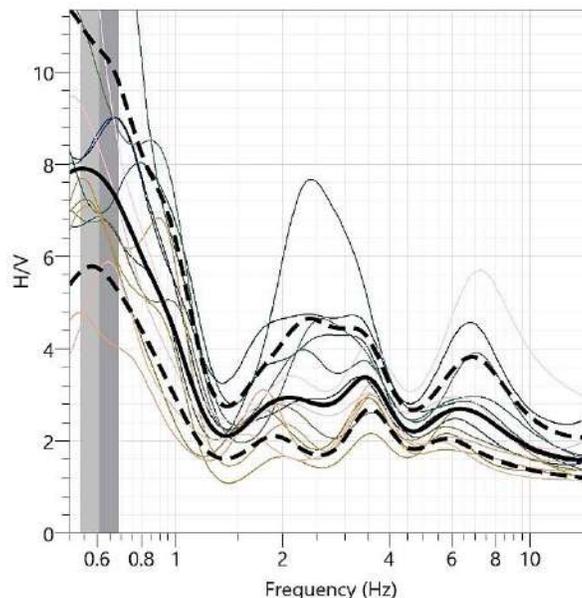
características en ubicación y tamaño del movimiento sísmico. Las medidas para el análisis de peligro sísmico son la máxima aceleración del suelo y aceleración espectral.

#### **2.2.4.3 Método de cociente espectral H/V (método nakamura).**

La relación espectral H/V introducido por primera vez por Nogoshi & Igarashi (1971), y posteriormente modificado por Nakamura (1989), razón por la cual es conocido como el “método de Nakamura”. El trabajo de Nakamura (1989, 2000) se centra en la interpretación de la frecuencia máxima de la relación H/V (horizontal/vertical), señalando que esta se debe principalmente a ondas S incidentes verticalmente. Este enfoque proporciona una estimación directa de la función de transferencia de ondas S y, por ende, de cualquier amplificación del sitio, lo que resulta relevante para estudios sísmicos.

Por su parte, Lermo y Chávez&García (1994) realizaron simulaciones numéricas simples que respaldan las suposiciones de Nakamura. Sus resultados teóricos indican que la técnica de Nakamura es consistente con la propagación de ondas Rayleigh, lo que permite compensar los efectos de la fuente en las mediciones. Esto es significativo, ya que históricamente se ha considerado que separar los efectos de la fuente y del sitio local era un desafío importante en la ingeniería sísmica. La validación teórica de la técnica refuerza su utilidad para estudios de amplificación del terreno.

Nakamura (2000) planteó que el movimiento horizontal (H) y vertical (V) del suelo en una superficie libre resultan de la suma de las ondas de cuerpo provenientes del basamento y las contribuciones de ondas superficiales. Se recomienda realizar esta suma en el dominio de la frecuencia (ver figura 2), como lo sugieren Ritta et al. (2012)



*Figura 2. Razón espectral H/V vs la frecuencia*

### **2.2.5 Registros Sísmicos**

El registro sísmico es un registro gráfico o digital que muestra las vibraciones del suelo captadas por un sismógrafo o acelerógrafo durante un evento sísmico según Sheare (2009). Este registro representa la variación de la aceleración, velocidad o desplazamiento del suelo en función del tiempo y contiene información sobre las ondas sísmicas generadas por el sismo.

Aki, K., y Richards (2002) indica: Los registros sísmicos se utilizan para analizar las características del movimiento del suelo, como la intensidad, la duración, la frecuencia y las propiedades de las ondas sísmicas (ondas P, S y superficiales). Estos datos son fundamentales en estudios de sismología, ingeniería sísmica, evaluación del comportamiento de estructuras y análisis del impacto de los sismos en diferentes tipos de terreno.

La NTE E.030 (2018) indica: “Se usan un mínimo tres registros de aceleraciones en las dos direcciones ortogonales de análisis norte-sur y este-oeste”. Las aceleraciones del suelo deben cumplir con ciertas características como: distancia de fallas geológicas, magnitud y mecanismos de obtención de data los cuales deben tener características similares a la zona de estudio. En el

caso que los registros sísmicos no sean de acuerdo a la zona de estudio, en este caso es conveniente el uso de registros sísmicos sintéticos para poder cumplir con lo mínimo de la normativa.

### **2.2.6 Selección de registros sísmicos**

Según Bojórquez y Reyes-Salazar (2010), define que: “la selección adecuada de registros sísmicos es esencial para garantizar que las estructuras analizadas bajo estos movimientos respondan de forma realista, considerando las condiciones geológicas y sismológicas del lugar de interés”.

La selección de sismos es un proceso fundamental en diversas aplicaciones de la ingeniería sísmica, como el diseño de estructuras resistentes a terremotos, la evaluación del riesgo sísmico y la calibración de modelos numéricos de propagación de ondas sísmicas (Krammer, 1996).

Bommer & Acevedo (2004) indica que la selección de registros sísmicos se realiza de acuerdo a las siguientes condiciones:

- ✓ Identificar el propósito de la selección (espectro objetivo) para determinar la selección de sismos reales o sintéticos.
- ✓ Establecer criterios de selección como: Magnitud, distancia, profundidad focal, mecanismo focal y características del suelo.
- ✓ Recopilar base de datos sísmicos confiables que incluyan información detallada (acelerograma y parámetros del evento). Los registros sísmicos deben estar ubicado en condiciones similares a la zona y tener escenario parecido al lugar, esto proporcionará que el espectro de respuesta tenga un parecido al espectro objetivo.
- ✓ Evaluar las condiciones de sitio donde se realizará el análisis los cuales incluyen la velocidad de onda de corte del suelo, el tipo de suelo o roca.
- ✓ Realizar un filtrado de sismos, los cuales no cumplan con los criterios antes definidos.

- ✓ Revisar que los registros sísmicos seleccionados cumplan con las condiciones del espectro objetivo.

### **2.2.7 Importancia de la corrección de registros sísmicos**

La corrección de registros sísmicos es un paso fundamental en el análisis de datos de movimiento del suelo para garantizar su precisión y representatividad (Boore, 2001). Este proceso se enfoca en eliminar errores introducidos por las condiciones de medición y el equipo, según Douglas (2003), a continuación, se muestra puntos importantes de la corrección de sismos.

a) Eliminación de ruido instrumental: Los registros sísmicos en bruto suelen contener ruido de baja y alta frecuencia, generado por imperfecciones del equipo o condiciones externas, que puede distorsionar los resultados de los análisis estructurales y de respuesta del suelo.

b) Corrección de desplazamientos acumulados: El ruido de baja frecuencia puede generar desplazamientos irreales en el tiempo. Este fenómeno afecta cálculos clave como los espectros de respuesta y las deformaciones estructurales.

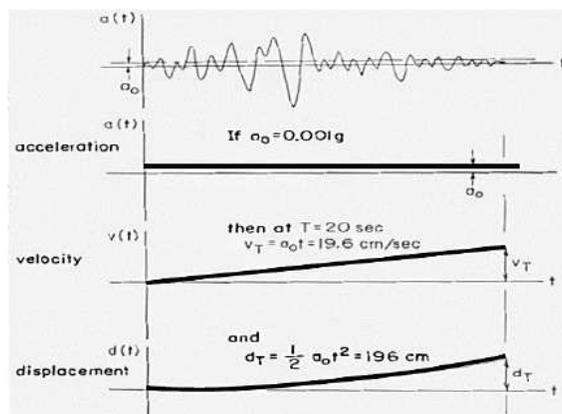
c) Preparación para análisis estructurales: Los registros corregidos se utilizan en simulaciones de no lineales tiempo-historia y deben reflejar con precisión el contenido frecuencial y la amplitud de los movimientos del suelo.

d) Confiabilidad en diseño y evaluación: Los registros sin corregir pueden llevar a diseños no conservadores o sobredimensionados, afectando tanto la seguridad estructural como la economía del proyecto.

Según Hudson (2003), la figura 3, en el gráfico  $a(t)$  vs  $t$  muestra la desviación de la línea base; puesto que, si sumamos las áreas que están por encima de la línea serán diferentes a la suma de áreas que están por debajo de la línea. La media de esta suma debe de ser igual a cero.

El valor medio de la aceleración es constante quiere decir que “ $a=m$ ”, observando la figura 3 la aceleración tiene una media de  $a=0.001g$ .

El valor constante de la aceleración implica el incremento lineal de la velocidad y un incremento cuadrático del desplazamiento.



**Figura 3. Registro sísmico**

*Fuente: adaptado de After Hudson (2003)*

### 2.2.8 Escalamiento de registros sísmicos

La IBC (2006) y CBC (2007), indican “cuando se realice el análisis no lineal tiempo historia para la verificación del diseño de estructuras se realiza según el ASCE/SEI 7-16 sección 16-2”.

El procedimiento de escalamiento de registros sísmicos según ASCE/SEI 7-16, se describe a continuación:

1. Se calcula la respuesta espectral  $\bar{A}(T)$  para cada sismo con un amortiguamiento del 5%, obteniendo un vector  $\bar{A}$  de valores espectrales para 300 periodos  $T$ , distribuidos logarítmicamente entre  $0.2T$  y  $1.5T$ , donde  $T$  es el periodo de vibración fundamental de la estructura.
2. Se obtiene un pseudo espectro de aceleración objetivo  $\bar{A}$  como la media geométrica espectral de los registros.  $\bar{A}$  se define como un vector de valores espectrales máximos  $\bar{A}_i$  a periodos  $T$  en el rango de periodo entre  $0,2T$  a  $1,5T$ .

Este espectro objetivo  $\bar{A}$  puede ser el espectro de diseño utilizado en el Análisis Sísmico de una estructura por el Método de Superposición Modal. Ahora, se busca encontrar acelerogramas compatibles con ese espectro para un rango de períodos, con el fin de obtener la respuesta.

3. Se calcula el factor de escalamiento SF1 para minimizar la diferencia entre el espectro objetivo  $\bar{A}(T)$  (Paso 2) y el espectro de respuesta  $\bar{A}(T)$  (Paso 1) para solución del siguiente problema de minimización para cada movimiento sísmico:

$$\min_{SF1} \|\log(\bar{A}) - \log(SF1 \times \bar{A})\| \rightarrow SF1$$

Donde  $\|\cdot\|$  es la norma Euclidiana.

4. Aleatoriamente se selecciona un conjunto de “m” movimientos sísmicos para ser utilizados en el análisis no lineal tiempo historia.

5. Se calcula la máxima diferencia normalizada  $\bar{A}_{escalado}$  para el espectro promedio escalado definido como el promedio de los espectros escalados  $SF1 \times \bar{A}$  del conjunto de “m” registros sísmicos. Las ordenadas del espectro escalado pueden ser más pequeñas que las ordenadas del espectro objetivo en los mismos periodos.

6. Se calcula la máxima diferencia normalizada ( $\epsilon_{ASCE}$ ) entre el espectro objetivo  $\bar{A}$  y el espectro promedio escalado  $\bar{A}$  escalado en un rango de periodos entre  $0,2T$  a  $1,5T$ . De tal forma que se tiene:

$$\epsilon_{ASCE} = \text{MAX}_{0.2T \leq Ti \leq 1.5T} \left( \frac{\bar{A}_i - \bar{A}_{escalado,i}}{\bar{A}_i} \right)$$

Donde  $\bar{A}_i - \bar{A}_{escalado,i}$  son las ordenadas del espectro de aceleración objetivo y el espectro promedio escalado para un período  $Ti$  respectivamente.

7. Se determina el factor de escala final,  $SF$  se halla multiplicando estos dos factores, para cada uno de los sismos considerados.

$$SF = SF_1 \times SF_2$$

Escalando los movimientos sísmicos por el factor de escalada SF se asegura que el valor promedio de la respuesta espectral del conjunto de movimientos seleccionados no es menor que el espectro objetivo para periodos en el rango de periodo entre  $0,2T$  a  $1,5T$ .

Pero tampoco interesa que el espectro escalado por SF tenga ordenadas espectrales mucho más grandes que el espectro objetivo, por este motivo se desarrolló este artículo para que se vea en que rangos de períodos es suficiente solo considerar  $SF_1$  y en que otro rango el factor  $SF$ .

### **2.2.9 Evaluación Estructural**

Chopra, AK (2017), define que “La evaluación estructural es un proceso esencial para comprender la capacidad de una Estructura para resistir cargas extremas. La combinación de análisis estáticos y dinámicos permite evaluar adecuadamente el comportamiento de las estructuras bajo condiciones sísmicas”.

En esta parte, describimos la metodología del análisis No lineal tiempo Historia para la evaluación de la capacidad sísmica de la estructura. La metodología nos da una visión realista del comportamiento estructural frente a un movimiento sísmico, esta metodología permite conocer los nodos de falla de los elementos de una estructura y el posible colapso de una edificación.

El análisis lineal de las estructuras nos permite el cálculo de la capacidad elástica de las estructuras y permite conocer la primera falla de fluencia, pero este análisis no explica sobre los mecanismos de falla ni la redistribución de fuerzas en la fluencia excesiva de la estructura. El diseño de las estructuras comúnmente se realiza basándonos en la norma peruana E030 (diseño sismorresistente), y los resultados del análisis predecir en el comportamiento no lineal. El análisis no lineal tiempo historia permite analizar el comportamiento de la capacidad sísmica de la estructura y comparar la respuesta de la edificación diseñada con la norma E030.

### **2.2.9.1 Análisis no lineal.**

Actualmente existen diferentes definiciones del análisis no lineal, a continuación, se definen los más apropiados:

Chopra, Alaska (2017), define que “El análisis no lineal es esencial para obtener respuestas realistas en estructuras que experimentan grandes deformaciones, como las producidas durante un evento sísmico, donde los efectos de la plasticidad y la degradación de la rigidez no pueden ser ignorados”.

Mientras que, FEMA (2000), define: “El análisis no lineal es una herramienta crucial para el diseño sísmico de estructuras, ya que permite simular de manera más precisa los efectos de grandes desplazamientos y el comportamiento inelástico de los materiales bajo cargas extremas”.

Paz, M. y Leigh, W. (2004), menciona que "El análisis no lineal proporciona una representación más exacta de la respuesta de las estructuras a cargas dinámicas, considerando efectos como la plasticidad, la degradación de la rigidez y la disipación de energía."

La no linealidad geométrica se da lugar en las deformaciones y desplazamientos para la formulación de ecuaciones de equilibrio.

### **2.2.9.2 No linealidad del material.**

Chopra, AK (2017), define que "El análisis no lineal es esencial cuando las deformaciones del material alcanzan niveles donde el comportamiento elástico ya no es válido. Este tipo de análisis permite simular las respuestas más realistas bajo condiciones extremas, como aquellas impuestas por terremotos".

Cohen, A. y Mott, RT (2002), indican que "La no linealidad del material en estructuras sometidas a sismos puede dar lugar a respuestas que no se pueden predecir mediante

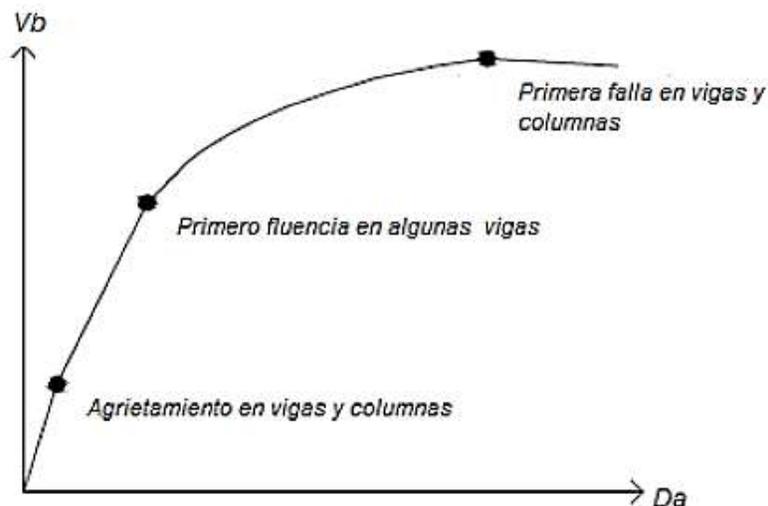
el análisis lineal. Esto incluye el endurecimiento por deformación, la fluencia y la fatiga, que deben ser modelados para evaluar adecuadamente la respuesta estructural.

### **2.2.9.3 Capacidad sísmica.**

La capacidad sísmica de una estructura es la energía total que la misma es capaz de disipar durante un sismo (Barlek y Galindez, 2016).

Las mayores resistencias y deformaciones de cada elemento analizan la capacidad estructural de los bloques A, B y C, para realizar el análisis de las propiedades no lineal de la estructura el cual está más allá del análisis lineal, se hará la elaboración del cálculo de secuencias elásticas, los cuales se superponen para dar el diagrama de capacidad, curva que esta relaciona con la cortante basal (V) y los desplazamientos de la estructura (D).

El análisis estático usa modelos más simples, centrándose su análisis en la rigidez y cargas externas, y con número inferior de iteraciones a comparación del análisis dinámico. Por lo cual, el análisis incremental (Pushover) tiene mayores usos de acuerdo a los requisitos y normas de diseño sismorresistente. La capacidad de las estructuras para resistir a cargas laterales está dada por la gráfica de curva capacidad donde se analiza la relación de fuerza lateral y los desplazamientos. La figura 4 de curva capacidad permite observar el comportamiento lineal de la estructura llegando a la plastificación, culminando con la resistencia máxima donde ocurren grandes deformaciones sin el incremento de la cortante de la base.



**Figura 4. Gráfica de curva de capacidad y datos principales**

*Fuente: Escamilla, M.A. (2010, pag. 63)*

En la ingeniería sismorresistente, cuando se realiza estudio de las estructuras en el rango inelástico, las normas de ingeniería sísmica colocan un factor de reducción o ajustan el valor  $R$  en el comportamiento elástico, este valor varía de acuerdo al tipo de estructura. Los métodos mencionados están ampliamente definidos en literaturas de ingeniería sísmica y usados con frecuencia (Barbat y Bozzo 1997; Mata et al. 2008; Faleiro et al. 2010). Algunas investigaciones y documentos similares usados en el análisis elástico son usados según la respuesta inelástica o la no linealidad es primordial según SEAOC VISION 2000 (1995).

### **2.2.10 Análisis modal espectral**

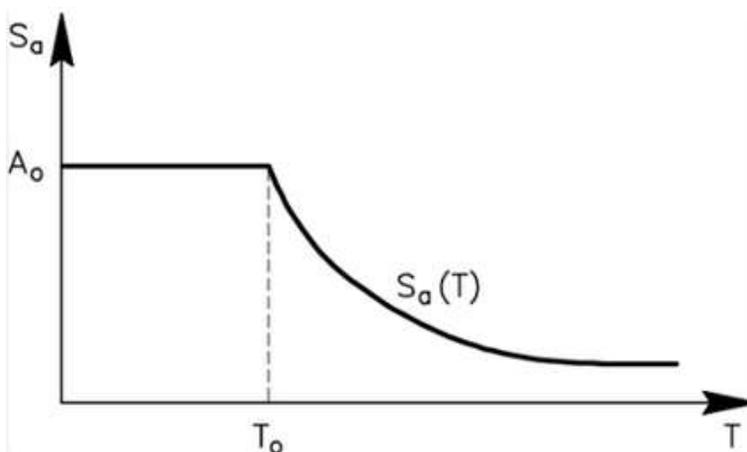
Según Chopra, AK (2012), define que: “el análisis modal espectral es uno de los métodos para el análisis dinámico de la estructura sometida a cargas sísmicas, está basado en la superposición de respuestas individuales de los modos naturales”. El método está basado en las ecuaciones de equilibrio dinámico de un grado de libertad, así obteniendo los resultados máximos para cada grado de libertad desacoplado de acuerdo un espectro de diseño.

Después de obtener los resultados máximos de cada grado de libertad de acoplan para obtener la respuesta máxima modal de la estructura.

El análisis modal espectral considera la contribución de la masa y la interacción de los modos de vibración para la determinación de la cortante basal, desplazamientos y fuerzas internas de la estructura. El análisis toma en consideración el espectro de diseño (ver figura 5) y está dado para cada zona sísmica (la aceleración y periodo del suelo). La ecuación de equilibrio dinámico de sistemas de un grado de libertad, se observa a continuación:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t)$$

Donde  $m$ ,  $c$  y  $k$  son matrices de masa, amortiguamiento y rigidez respectivamente, y  $p(t)$  es la fuerza equivalente de terreno.



**Figura 5. Curva de espectro de diseño**

Fuente: Adaptado de ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL, por INESA TECH, 2024, (<https://www.inesa-tech.com/blog/analisis-modal-espectral/>)

### **2.2.11 Análisis no lineal tiempo historia**

Este enfoque implica aplicar una carga dinámica a la estructura utilizando un registro sísmico. El análisis puede adoptar un enfoque modal al utilizar espectros de aceleración, o de integración directa si se emplea un registro de aceleraciones (Gálvez, 2011, pág. 29).

Se realiza el análisis dinámico no lineal tiempo-historia utilizando el modelo de Wen para caracterizar las curvas histeréticas de los dispositivos de disipación de energía. Se recomienda emplear el método de los vectores de Ritz, específicamente el "Fast Nonlinear Analysis", para concentrar las no linealidades en los dispositivos y lograr precisión y eficiencia (Bozzo, 2019, pág. 33).

De acuerdo con Bruno & Pérez (2017), "la ecuación de movimiento para una estructura no lineal exhibe un vector de fuerzas internas que depende de  $u(t)$ . Este vector puede incluir no linealidad de tipo material, geométrico o ambos" (pág. 118).

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + f_{int}(u) = f_{ext}(t)$$

Representa un sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias de segundo orden, con coeficientes constantes y términos no homogéneos. Para obtener una solución, es necesario especificar condiciones iniciales en el tiempo  $t_0$  (Bruno & Pérez, 2017, pág. 104).

En el RNE del Perú en la NTE E.030, (2018) indica: "Se puede emplear el análisis no lineal tiempo historia como un complementario procedimiento a los análisis estáticos y el análisis dinámico modal espectral. El análisis no lineal tiempo historia se aplica directamente en el comportamiento no lineal de cada elemento estructural que contempla la edificación determinada respuestas a varias aceleraciones en el terreno mediante la integración directa.

En la presente investigación, el Análisis Tiempo Historia se realizarón para evaluar las respuestas sísmicas como son: distorsiones, máximos desplazamientos, aceleraciones y energía disipada de la edificación reforzada con disipadores Shear Link Bozzo.

Se llevaron a cabo 22 curvas tiempo-historia, utilizando 11 diferentes eventos sísmicos con 22 acelerogramas correspondientes a las direcciones Este-Oeste y Norte-Sur para los sismos en las direcciones X e Y seleccionadas para este propósito. A partir de estos análisis se obtuvieron los

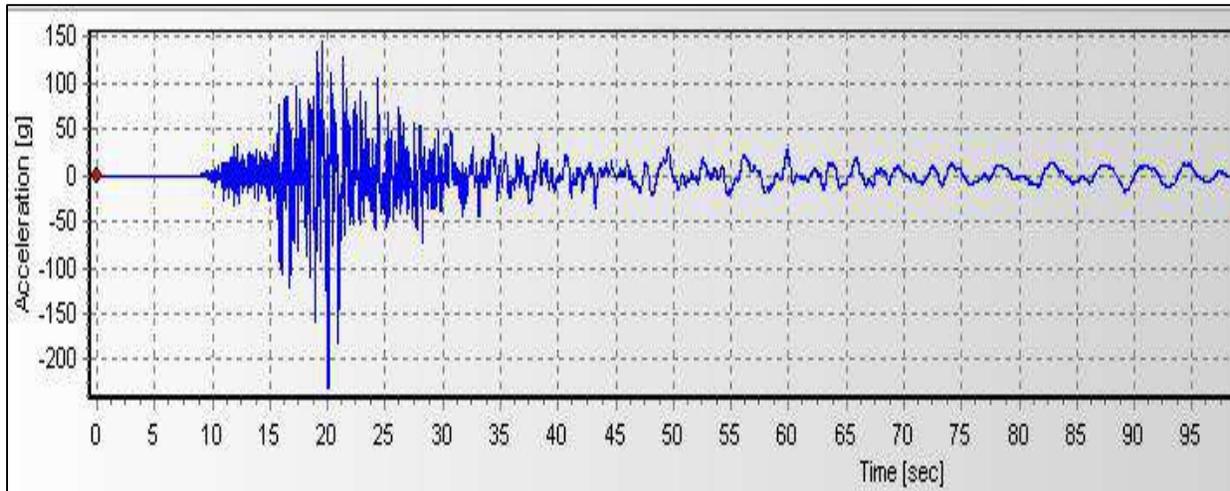
desplazamientos absolutos y relativos en los techos y entrepisos del edificio, lo que resultó en la generación de dos gráficos por cada sismo. Uno de estos gráficos muestra el desplazamiento global (desplazamiento del techo), mientras que el otro muestra los desplazamientos relativos entre los niveles. De este modo, se evaluó el comportamiento estructural del edificio conforme a las directrices establecidas por FEMA 356, Calvi (2012), Elnashai y DiSarno (2008), y el Euro Código 8, entre otros documentos, que definen los diferentes estados de daño. El estudio se basa en las recomendaciones del documento VISION 2000, descritas en Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes (2007, pág. 38), como se indica en la Tabla 3.

*Tabla 3. Propuesta de VISION 2000 para estados de daño*

Desplazamiento relativo máximo	Características de desempeño	Períodos de retorno	Probabilidad de ocurrencia
±0.2%	Totalmente operacional	43 años	50% en 30 años
±0.5%	Operacional (en servicio)	72 años	50% en 50 años
±1.5%	Seguridad de vidas (daños reparables)	475 años	10% en 50 años
±2.5%	Expectativa de colapso	970 años	10% en 100 años

*Fuente: Earthquake Desing Levels (SEAOC VISIÓN 2000,1995)*

Los resultados de la evaluación de desplazamientos y deformaciones laterales, que reflejan el estado de daño de las edificaciones bajo cargas dinámicas cíclicas, son contrastados con los índices de daño obtenidos de la evaluación de capacidad. La consistencia en los resultados y la caracterización del daño a través de diferentes tipos de análisis fortalecen las conclusiones sobre el comportamiento sísmico de las edificaciones en términos de su fiabilidad estructural.



*Figura 6. Registro de aceleración del suelo debido a un sismo*

### **2.2.12 Disipación de energía en estructuras**

Genatios y Lafuente (2016) señalaron que los diseños sísmicos de estructuras tradicionales establecen la idea de que las mismas sufran daño sin que éstas lleguen al colapso ni que generen pérdidas humanas. También, las deformaciones introducidas por las fuerzas horizontales generan que los materiales ingresen en un rango inelástico al cesar un evento sísmico de gran magnitud. Por tal motivo, se espera que la estructura se vea afectada.

Por otra parte, la ecuación de balance de energía en una estructura viene dado por la siguiente ecuación:

$$E_k + E_a + E_h + E_d = E_s$$

Donde:

$E_k$  = energía cinética absoluta

$E_a$  = energía disipada por amortiguamiento

$E_h$  = energía de deformación elástica

$E_d$  = energía disipada por deformación inelástica

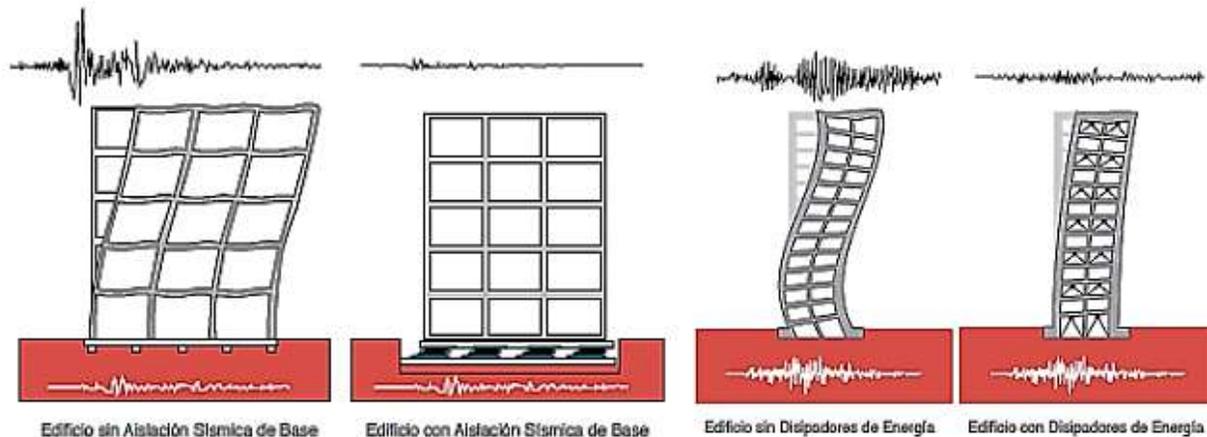
$E_s$  = energía introducida por cargas dinámicas externas

Para Villareal & Oviedo (2009), la ecuación representa “la energía de entrada es la fuerza de corte total en la cimentación producto del movimiento del suelo y que contiene las fuerzas de inercia de la estructura”. Además, el diseño convencional se encuentra acompañado por la presencia de deformaciones inelásticas que afectan o modifican directamente la energía  $E_h$ . Este efecto incrementa la flexibilidad como porción de la energía sísmica, por lo tanto, reduce la aceleración y deformaciones en las zonas de las rótulas plásticas.

Al realizar un buen diseño sísmico es posible visualizar las zonas donde se van ubicar las principales fuentes de disipación de energía por la inelasticidad de los materiales. Por lo tanto, se debe formar las rótulas plásticas cerca de los nodos en los elementos vigas y luego en las columnas y mediante esto controlar las fallas de la estructura. Ahora bien, a través del tiempo se han realizado investigaciones para limitar los daños en la estructura y que resistan las fuerzas aplicadas producto de un evento sísmico. Dichos avances han permitido la introducción de sistemas de control de respuesta sísmica que permiten adquirir capacidad para disipar energía (Genatios&Lafuente, 2016).

Existe dos sistemas que permiten disipar energía a la estructura siendo estos los disipadores de energía y los aisladores sísmicos (ver figura 7), cuya diferencia radica en que los primeros no son capaces de que las fuerzas sísmicas sean transferidas del suelo a la estructura. Dichos dispositivos permiten el aumento considerable del amortiguamiento de la estructura y se los puede ubicar en un lugar estratégico de la estructura, permitiendo disminuir la respuesta estructural. Además, ambos sistemas de protección sísmica se han utilizado alrededor del mundo tanto en estructuras nuevas como para reforzamiento de estructuras existentes (Cámara Chilena de la

construcción,2016).



**Figura 7. Disipación de energía en estructuras**

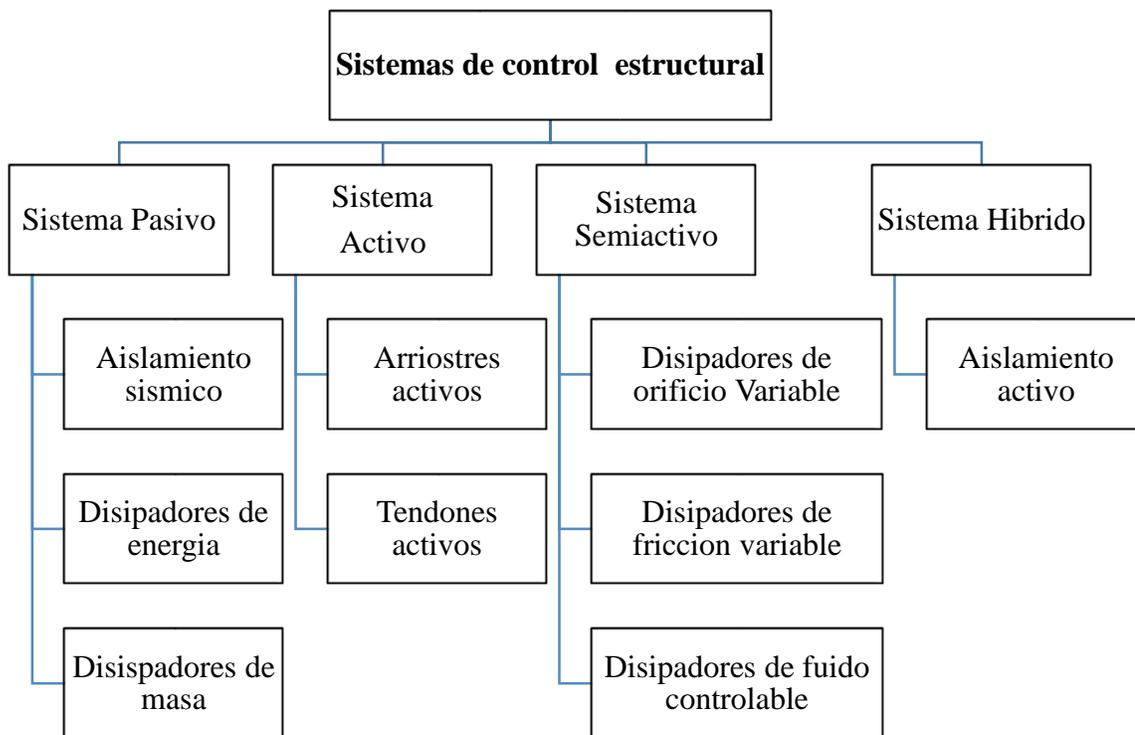
*Fuente: Adaptado de protección sísmica de estructuras, 2011*

### **2.2.13 Sistema de control estructural**

Villareal y Oviedo (2009) señalaron que las edificaciones en su mayoría se diseñan considerando efectos gravitacionales y se determinan mediante el peso propio de la estructura, además, de la ocupación que se va a tener. Por otra parte, se debe considerar las cargas horizontales a las que va estar expuesta la estructura, por lo cual, a través de tiempo se ha brindado una serie de propuestas denominado como control estructural que proporciona protección y ayuda a mitigar la respuesta dinámica.

Además, las vibraciones a las que se encuentra sometido una estructura producto de los sismos o viento se puede controlar mediante sistemas de control estructural. Se establece estos sistemas como métodos alternativos que disminuyen las fuerzas internas, lo cual permite mejorar considerablemente sus propiedades. Los sistemas control estructural incluyen del más simple hasta sistemas avanzados automatizados, los cuales se clasifican en cuatro categorías: sistemas de control activos, semiactivos, pasivos e híbridos (ver figura 8), sin embargo, el más utilizado en el

sector de la construcción son los pasivos por su costo y su facilidad de instalación (Genatios y Lafuente, 2016).



*Figura 8. Sistemas de control Estructural.*

*Fuente: Control estructural en edificaciones: Soluciones eficientes para mitigar vibraciones sísmicas y de viento.*

### **2.2.13.1 Sistema de control pasivo.**

Genatios y Lafuente (2016) indican que los sistemas de control pasivo no basan su funcionamiento en una fuente externa, al contrario, responden al movimiento que genera la estructura y disipa la energía mediante el desacoplamiento entre la estructura y el movimiento del suelo”. Por lo tanto, para lograr este funcionamiento se lo realiza mediante dispositivos flexibles a los movimientos laterales y dispositivos rígidos para desplazamientos verticales. Además, por su bajo costo son los más utilizados en nuestro medio.

### **2.2.13.2 Sistemas de control activos.**

La función de los sistemas activos es monitorear la actividad sísmica y activarse al detectar un movimiento sísmico, pero su funcionamiento es complejo ya que cuentan con sensores de movimiento, sistemas de control, procesadores de datos y actuadores dinámicos. Sin embargo, a pesar de ser la mejor alternativa de protección sísmica existe desventajas que disminuyen su uso, siendo uno de estos el elevado costo de la fuente externa ya que su funcionamiento debe ser permanente (Cámara Chilena de la construcción, 2016).

Para Villareal y Oviedo (2009), Un sistema activo consiste en:

- Sensores que se colocan en la estructura para medir la excitación externa o la respuesta estructura y también para medir ambas variables.
- Sistemas que contrarrestan las fuerzas laterales producto de sismos.
- Actuadores que contrarrestan el movimiento sísmico.

### **2.2.13.3 Sistemas de control semiactivos.**

Villareal y Oviedo (2009) menciona que los sistemas híbridos basan su funcionamiento en un sistema combinado de activos y pasivos, debido a que, el control se da a partir de un dispositivo pasivo. Dichos dispositivos permiten mejorar las propiedades en comparación con los sistemas activos, siendo estos:

- En caso de existir una falla por parte del componente activo, el sistema pasivo pasa a cumplir las funciones de control.
- El requerimiento energético es inferior.

Los sistemas híbridos más solicitados son los amortiguadores Híbrido Mass Damper (HMD) que están conformados por una masa oscilante pasiva que permite reducir

considerablemente la respuesta del edificio, por otro lado, está el actuador activo que mejora el sistema y proporciona mayor resistencia a cambios dinámicos. Además, se usa el aislador de base con control activo del desplazamiento que permite desacoplar la estructura del terreno por efecto del desplazamiento entre la subestructura y superestructura (Villareal y Oviedo, 2009).

#### **2.2.13.4 Sistema Híbridos.**

Para Villareal y Oviedo (2009), los sistemas híbridos basan su funcionamiento en un sistema combinado de activos y pasivos, debido a que, el control se da a partir de un dispositivo pasivo”. Dichos dispositivos permiten mejorar las propiedades en comparación con los sistemas activos, siendo estos:

- En caso de existir una falla por parte del componente activo, el sistema pasivo pasa a cumplir las funciones de control.
- El requerimiento energético es inferior.

Los sistemas híbridos más solicitados son los amortiguadores Hibrid Mass Damper (HMD) que están conformados por una masa oscilante pasiva que permite reducir considerablemente la respuesta del edificio, por otro lado, está el actuador activo que mejora el sistema y proporciona mayor resistencia a cambios dinámicos. Además, se usa el aislador de base con control activo del desplazamiento que permite desacoplar la estructura del terreno por efecto del desplazamiento entre la subestructura y superestructura (Villareal y Oviedo, 2009).

## 2.2.14 Tipo de disipadores

### 2.2.14.1 Disipadores histeréticos metálicos.

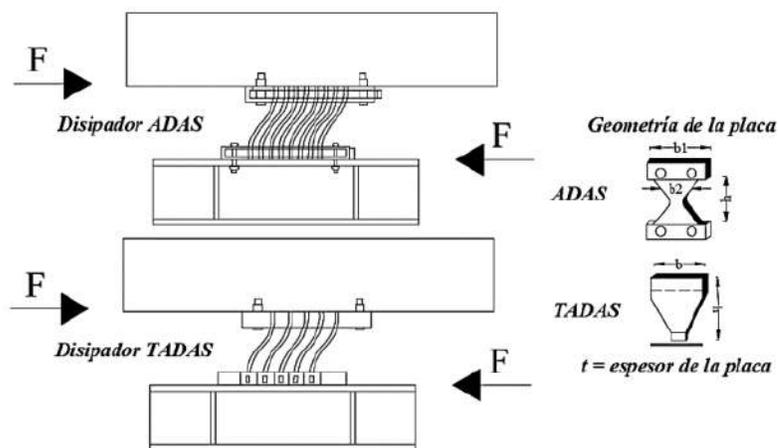
Crisafulli (2018) señaló que los dispositivos de control pasivo son los primeros en emerger en la industria de la construcción como una mejora al sistema de pórticos arriostrados excéntricamente, cuya función es proporcionar un componente dúctil, es decir, un disipador fuera del elemento viga. Siendo los más conocidos:

- **ADAS (Added damping and stiffness):**

Rodríguez, Mora y Aguiar (2016) señaló que los disipadores ADAS se ancla la parte superior del disipador al elemento viga y la inferior a la viga de contraviento, cuyo funcionamiento se basa en la acción de fuerzas equivalentes para generar un desplazamiento relativo, lo cual da paso a la disipación de energía mediante la fluencia del material. Por eso, es necesario que las diagonales de contraviento sean rígidas permitiendo que trabajen dentro del rango elástico ante un eventual movimiento sísmico y proporcionando un desplazamiento similar tanto en la parte inferior del disipador como en el entrepiso inferior.

- **TADAS (Triangular plates added damping):**

En el caso de los disipadores tipo TADAS la parte superior en contacto con el elemento viga se lo hace mediante un empotramiento móvil, mientras que, el otro lado se encuentra conectado mediante articulación (ver figura 9). Dicha conexión, permite el desplazamiento vertical en todos los agujeros ovalados y por ende disipa energía, además, se evidencia un desplazamiento lateral relativo entre las dos partes y para evitar restricciones en el sistema el lado articulado se levanta al momento del desplazamiento (Rodríguez, Mora y Aguiar, 2016).



*Figura 9. Disipadores TADAS sobre contraviento Chevrón*

*Fuente: Adaptado de “Análisis sísmico de estructuras con disipadores de energía ADAS o TADAS, (pág.46), 2016*

#### **2.2.14.2 Disipadores viscoelásticos.**

Estos dispositivos son óptimos para reducir la respuesta en edificios de gran altura ante la presencia de viento, por otra parte, se ha realizado varios estudios para el uso de estos disipadores con fines sismorresistentes. Los disipadores viscoelásticos compuestos por chapas metálicas presentan ciclos histeréticos de manera elíptica.

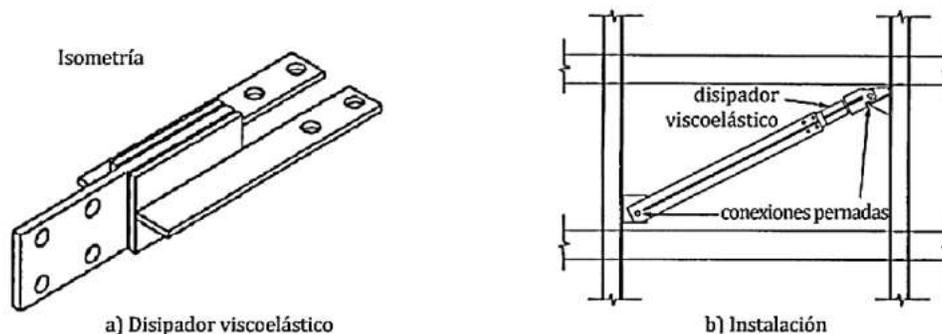
Para Villareal y Oviedo (2009), la acción disipativa funciona mediante el aumento del amortiguamiento estructura, lo cual permite obtener ventajas considerables en relación con los disipadores histeréticos, siendo estos:

- No interviene una fuerza para la acción disipativa de la estructura.
- Los periodos de vibración no se ven afectados por los cambios significativos, permitiendo brindar un comportamiento lineal a la estructura y esto permite una fácil modelación.
- Los materiales que conforman este dispositivo al ser polímeros, proporcionan
- gran capacidad de disipación al deformarse ante la acción cortante.

Sin embargo, estos sistemas presentan inconvenientes tanto en su uso como en su aplicación, siendo estos los siguientes:

- A pesar de la poca variación del período, su comportamiento resonante no se ve alterado, es decir, cambia.
- Con respecto a los materiales que conforman el sistema viscoelástico tienden a ser sensibles ante cambios como son la temperatura, deformación y frecuencia, por lo cual, se ve en la necesidad de disminuir la influencia de estos para que los resultados buscados sean adecuados.
- Para aumentar el amortiguamiento de la estructura es necesario colocar una cantidad considerable de dispositivos ya que permiten reducir considerablemente la respuesta estructural.

En la figura 10 se muestra la isometría de los disipadores viscoelásticos e instalación en un pórtico.

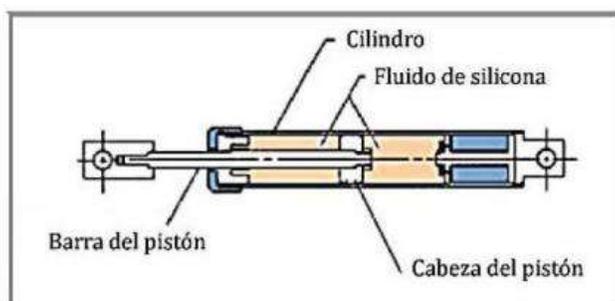


**Figura 10. Disipadores de energía Viscoelásticos**

*Fuente: Adaptado de “Protección sísmica de estructuras”, (pág. 123) por Cámara Chilena de la construcción, 2016.*

### 2.2.14.3 Disipadores de fluido viscoso.

Estos dispositivos también conocidos como dampers basan su funcionalidad en fluidos altamente viscosos que recorren en el interior de un cilindro que contiene un pistón embebido en el fluido (ver figura 11), además, este fluido pasa por orificios pequeños a medida que el pistón se desplaza y mediante esto se logra disipar energía (Cámara Chilena de la construcción, 2016).



*Figura 11. Disipadores de energía de fluido viscoso*

*Fuente: Adaptado de “Protección sísmica de estructuras”, (pág. 123) por Cámara Chilena de la construcción, 2016.*

### 2.2.14.4 Disipadores de fricción.

Para Villareal y Oviedo (2009), los disipadores de fricción se basan en el aprovechamiento de la deformación relativa que se da entre dos puntos y mediante esto permite disipar energía a través de las fuerzas de fricción internas. Además, estos sistemas crean enlaces histeréticos rectangulares cuyas propiedades corresponden a la fricción de coulomb, sin embargo, no todos los componentes friccionales son elastoplásticos. se puede recalcar que las características más importantes son:

- Comportamiento autocentrante con desarrollo de fuerza de fricción proporcional al desplazamiento.
- Su comportamiento es sofisticado con un mecanismo simple.

- Permite el desarrollo de tipos de fuerza-desplazamiento a base de la fricción.

### 2.2.15 Ventajas de los disipadores SLB

A continuación, en la Tabla 4 se muestra la comparativa entre amortiguadores y disipadores de energía.

*Tabla 4. Ventajas de los disipadores de energía frente a los amortiguadores*

Características	Amortiguadores	Disipadores de energía
Función principal	Reduce y controla la vibración o el movimiento.	Disipa la energía para evitar daños estructurales o mecánicos.
Función secundaria	Absorbe la energía cinética y la convierte en calor.	Dispersa la energía en forma de calor o la redistribuye.
Periodo de la estructura	Los amortiguadores NO cambian el periodo fundamental de las estructuras y su efecto es proporcional a la velocidad por lo que su efectividad práctica es limitada.	Los disipadores pueden cambiar drásticamente el periodo estructural y los disipadores SLB empiezan a proteger las estructuras desde desplazamientos tan bajos como solo 1mm.
Mantenimiento	Puede requerir inspección y recarga de fluidos en algunos casos	Los sistemas por plastificación de metales no requieren mantenimiento, pueden reducir sensiblemente la respuesta, son económicos y simples de fabricar.

Así mismo, se muestra la comparativa de costo de 92 dispositivos BRB y 184 unidades SLB de cuarta generación (ver Tabla 5).

*Tabla 5. Comparación de precio con dispositivo BRB y SLB*

Empresa	Sistema	Precio Final	Diferencia
A	BRB	1 616 404.45 €	320%
B	BRB	971 739.45 €	190%
C	SLB4	506 108.10 €	

*Fuente: Adaptado de "Disipadores De Energía Shear Link Bozzo (Slb)*

*Para Edificaciones De Gran Altura", Bozzo (2019).*

#### 2.2.15.1 Dispositivos chevron.

La configuración se basa en colocar el amortiguador en sentido horizontal de forma paralela al plano de techo, permitiendo que este absorba las fuerzas horizontales que se

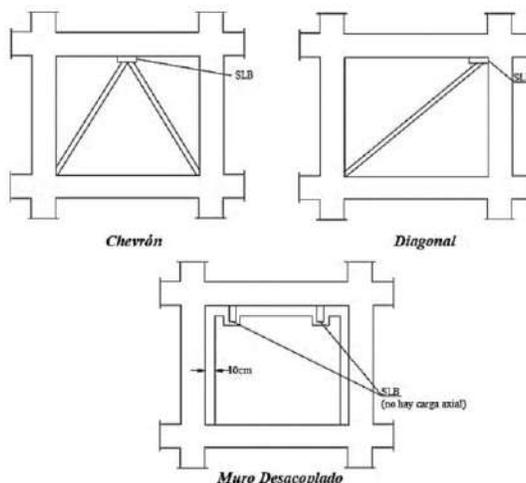
somete a la estructura. Dicho esto, el comportamiento mejora considerablemente reduciendo las derivas. En conjunto con los disipadores SLB conectados en la parte superior al centro de la viga y en los nudos inferiores en la unión viga-columna; además, de la existencia de una junta en la parte superior entre la V invertida y el disipador, de tal manera que trabaje únicamente por fuerza horizontal y no por carga vertical, tal como señaló Bozzo en 2018.

#### **2.2.15.2 Diagonal metálica.**

La configuración diagonal como su nombre lo indica se coloca el dispositivo en el ángulo diagonal al pórtico, siendo este el único que participa en la absorción de las fuerzas horizontales. Estos dispositivos no requieren ningún refuerzo adicional al pórtico debido a que los nudos pueden ser diseñados para los esfuerzos que se añaden a los amortiguadores, tal como se señaló Bozzo en 2018.

#### **2.2.15.3 Muros desacoplados.**

Se conoce a los muros desacoplados al sistema formado por un pórtico con un muro interior y que a su vez cuenta con juntas laterales y en la cara superior (Ver figura 12). La configuración proporciona rigidez con solución dúctil a comparación de los muros convencionales, además, es segura en caso de discontinuidades excesivas. Por otra parte, para la sobre resistencia se controla mediante un ensayo de platina acorde a cada dispositivo. En conjunto con los dispositivos SLB proporcionan ductilidad y la conexión patentada se encarga de transferir los cortantes sísmicos sin carga axial al panel disipativo, tal como se señaló Bozzo en 2018.



**Figura 12. Configuración de los disipadores**

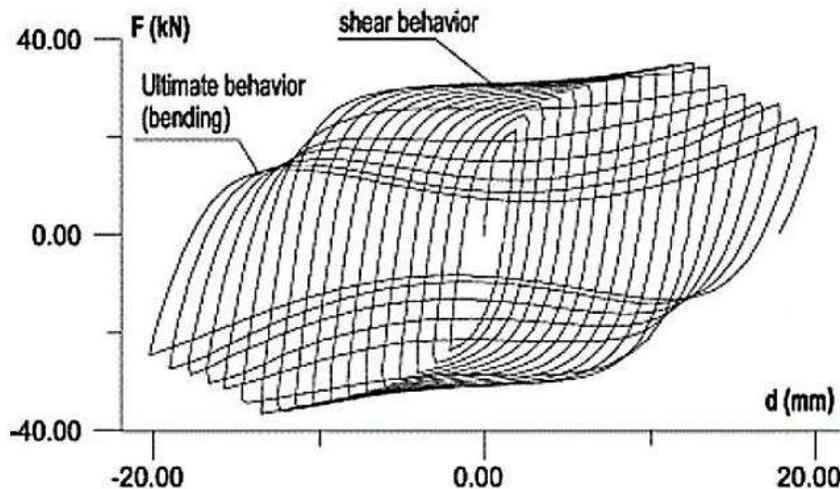
*Fuente: Adaptado de “Disipadores sísmicos SLB”, (pág. 9),2018.*

### **2.2.16 Disipadores SLB**

Este tipo de disipadores de energía fueron creados en 1995 basándose en los dispositivos ADAS y TADAS, pertenecientes al grupo de hysteréticos metálicos. La primera etapa se basa netamente en un análisis numérico para identificar la eficiencia de los dispositivos. Posteriormente en los años 1997 y 2000 se desarrolla el primer dispositivo aplicando el mecanismo que generan planos de menor rigidez para la protección de muros, cuyas dimensiones fueron de aproximadamente 200 mm x 250 mm, además, de propiedades que plastificaban a decimas de mm al someterse a fuerzas de 10 KN y transferencia máxima de 40 KN, tal como señaló Gaxiola, Gonzales y Bozzo en 2016.

Más tarde, se desarrolla en 2008 la segunda generación de los dispositivos a un rango de plastificación de 14 y 435 KN fabricado como un perfil metálico vertical y con rigidizadores horizontales, además, se realizó una variación en el ancho de cada dispositivo. Por ejemplo, el SL30\_2 posee una zona disipativa de 300 mm de ancho. Por otra parte, se desarrolló un modelado numérico mediante el programa ANSYS con fines experimentes y mediante esto obtener tablas de diseño con las propiedades mecánicas de 24 dispositivos, tal como señaló Gaxiola, Gonzales y

Bozzo en 2016. En la figura 13 se muestra la disipación de energía de los disipadores SLB para obtener su curva fuerza-desplazamiento.



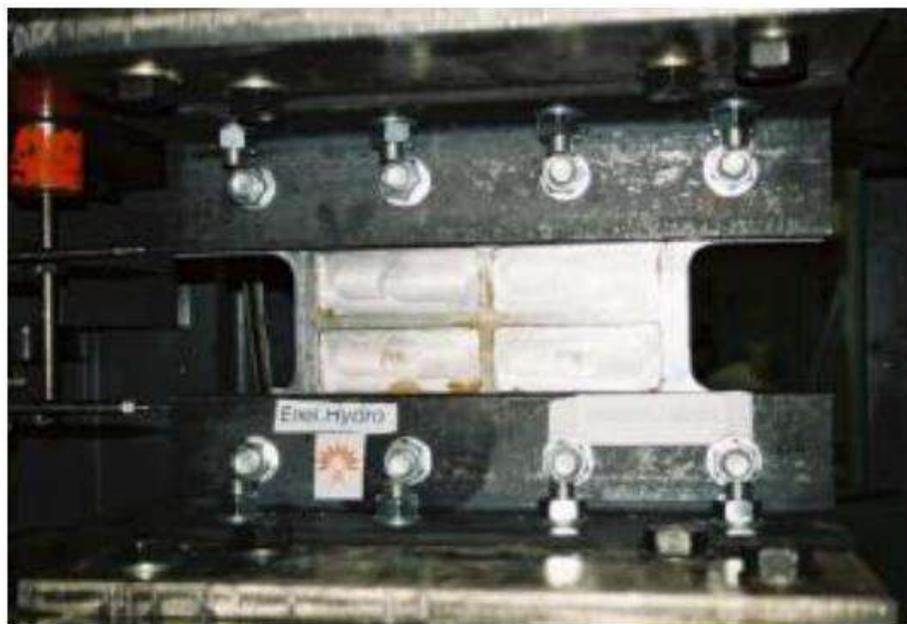
*Figura 13. Disipación de energía de los dispositivos SLB*

*Fuente. Adaptado "Proceso de análisis y diseño utilizando disipadores Sísmicos tipo SLB", (pag 5), 2016*

Actualmente, los dispositivos SLB son fabricados en acero comercial A36 y ASTM 572, donde el comportamiento histéretico del acero se deforma en un rango inelástico cediendo a partir de desplazamientos muy pequeños lo cual lo diferencia de otros sistemas metálicos que tardan más tiempo en activar su sistema de protección. Además, mediante ensayos realizados a los disipadores SLB se ha evidenciado una doble deformación para disipar energía, siendo la principal deformación producto de los esfuerzos cortantes en las ventas disipativas y produciéndose una segunda forma de disipar energía después del punto de ruptura debido a los esfuerzos de flexión en el marco de refuerzo (Bozzo, Ramirez, Bairam y Muñoz, 2020).

Por otro lado, buscan unificar los campos de control moderno y el diseño estructural clásico mediante el uso de conexiones no lineales denominadas Shear Link Bozzo (SLB). Además, estos dispositivos concentran las demandas de ductilidad en conexiones que son fabricadas de forma industrial y con propiedades mecánicas definidas lo que permite que las estructuras de diseño

clásico avancen en base a la ductilidad y híperestatismo. También, a pesar de ser un disipador de energía se lo puede considerar como una rótula plástica en donde interviene el criterio del diseñar para su correcta ubicación (Gaxiola, Gonzales y Bozzo, 2016).

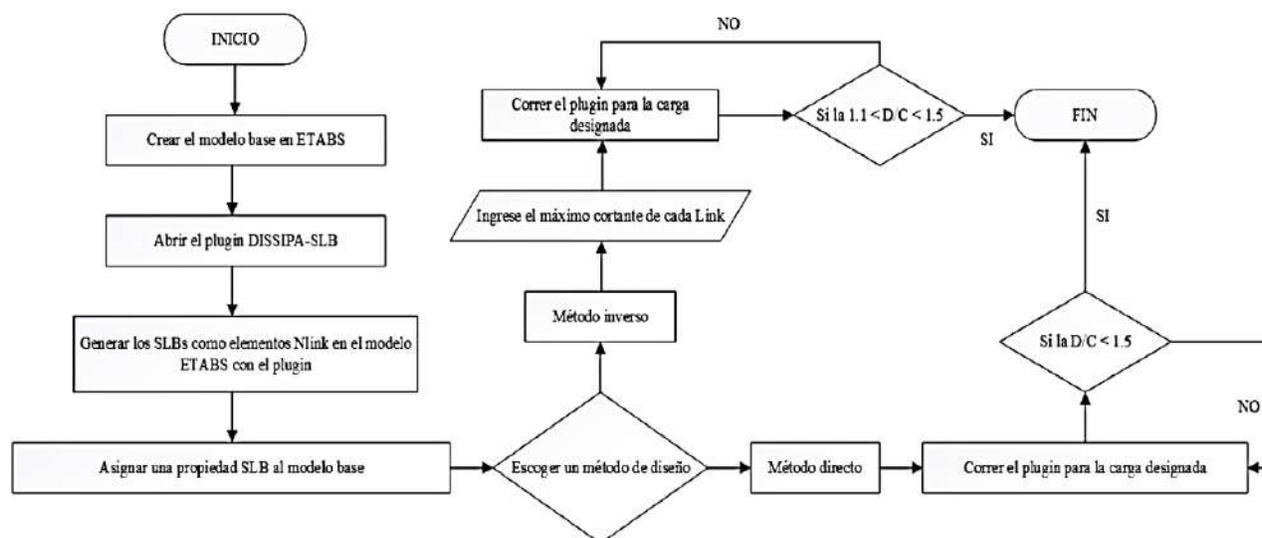


*Figura 14. Disipadores de energía tipo SLB*

*Fuente: Análisis sísmico de bloque estructural 4 de UFA-ESPE con disipadores de energía Shear Link Bozzo, 2016.*

#### **2.2.16.1 Procedimiento para el diseño de los disipadores SLB.**

Existe dos métodos para la selección de dispositivos SLB que se encuentran incorporados en una aplicación conectada al software ETABS. Ambos métodos de prediseño se basan en un análisis modal espectral, lo cual permite que se reemplace procedimientos que hacen uso del análisis tiempo historia no lineal. Permitiendo así, un ahorro considerable en el tiempo computacional. Sin embargo, es necesario que el prediseño realizado se verifique mediante un análisis no lineal para corroborar que los disipadores trabajen en óptimas condiciones (Bozzo, Ramirez, Bairam y Muñoz en 2020). En la figura 15 se muestra el diagrama de flujo para el análisis con disipadores SLB.



**Figura 15. Diagrama de flujo para el análisis con disipadores SLB**

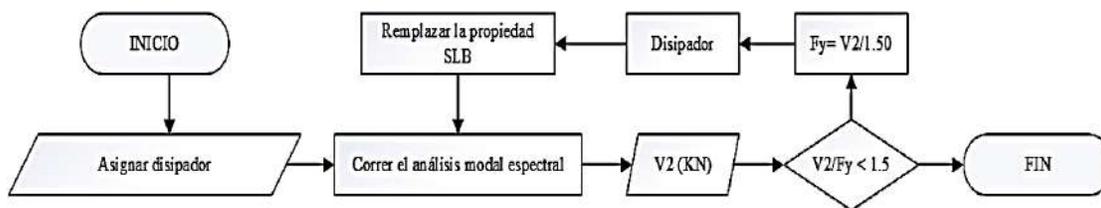
*Fuente: Adaptado de “Disipadores sísmicos SLB”, (pág. 18), 2018.*

El proceso está compuesto por dos métodos iterativos directa e inversa y se los ha automatizado mediante un complemento DISSIP A SLB (PLUG-IN), siendo este una aplicación de gran utilidad ya que nos obtener resultados de información precisa, evitando así que se presente errores al momento de realizar iteraciones de forma manual (Bozzo, 2018).

### 2.2.16.2 Método de iteración directo.

Bozzo (2018) señala que “el método de iteración directa consiste en iterar la selección de dispositivos mediante diversos análisis mediante el método modal espectral que es de tipo lineal, de manera que los dispositivos inicialmente vayan actualizándose, según la fuerza cortante que se presenta en cada iteración hasta que el cortante alcance una relación D/C de 1.5 con la fuerza de fluencia del dispositivo”. Dicha relación abarca diversos factores como es el endurecimiento cinemático del acero o su mayor resiste a la

acción de cargas dinámicas que son considerados con precisión en análisis tiempo historia no lineal (ver figura 16).

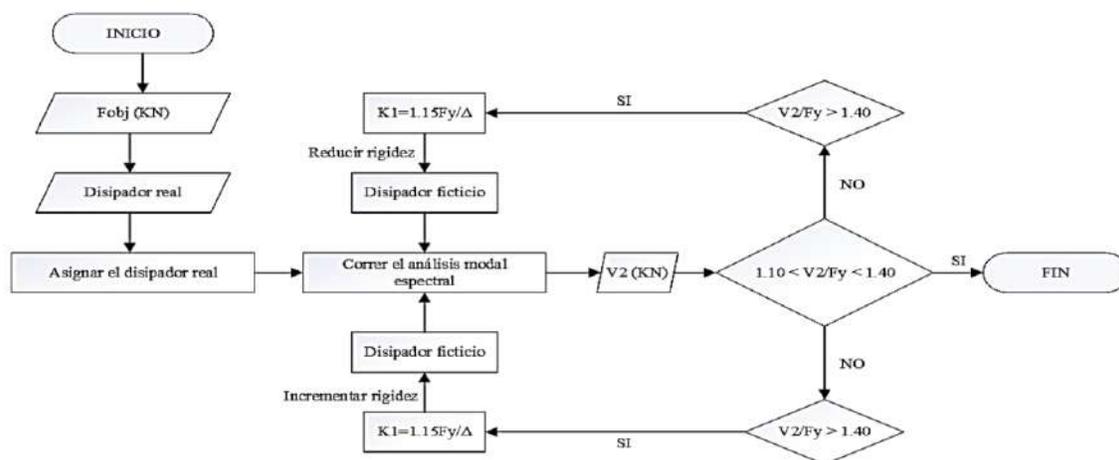


*Figura 16. Diagrama de flujo del método de iteración directa*

*Fuente. Adaptado de “Disipadores sísmicos SLB”, (pág. 21), 2018.*

### 2.2.16.3 Método de iteración inverso.

El método de iteración inversa también conocido como método de la fuerza fija donde su procedimiento busca limitar la fuerza cortante en la selección de los disipadores. Es decir, este método no requiere del análisis sísmico para la selección de los dispositivos, ya que, se lo efectúa a partir de un cortante objetivo fijado por el diseñador. Además, consiste en iterar la rigidez considerada como rigidez ficticia del dispositivo hasta lograr que las fuerzas obtenidas en el análisis se encuentren en un rango de  $1.1 F_y$  y  $1.4 F_y$ . Por tal motivo, es necesario emplear las deformaciones obtenidas de los análisis congruentes al corte de diseño (Bozzo, 2018). En la figura 17 se muestra el diagrama de flujo del método de iteración inversa.



**Figura 17. Diagrama de flujo del método de iteración inversa**

Fuente. Adaptado de “Disipadores sísmicos SLB”, (pág. 25), 2018.

### 2.2.17 Campo de aplicación de los disipadores SLB

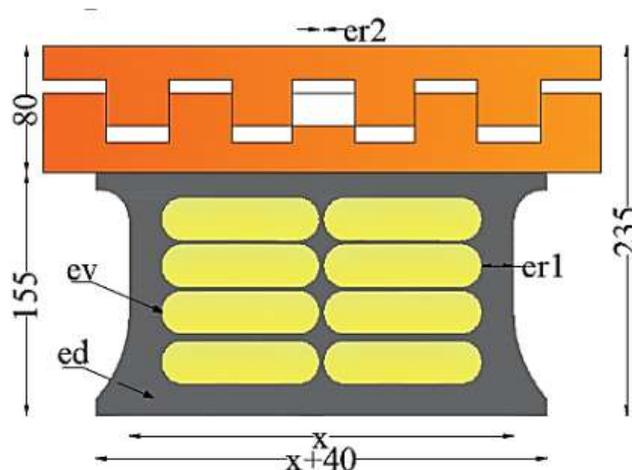
Según G. Bozzo & J. Ramírez (2018), es conveniente el uso de los disipadores tipo SLB en las siguientes condiciones:

- En estructuras que se presente alta torsión en planta, ubicados de manera opuesta a los elementos que provocan torsión; sin embargo, no es necesaria colocarlos en toda la altura.
- En estructuras que presenten pisos blandos, añadiendo únicamente los elementos en los sitios donde se necesiten.
- En estructuras donde la implantación de la edificación sea de forma rectangular alargada.
- Para proporcionar rigidez y ductilidad a estructuras existentes.
- Debido a que la conexión Almenada que conforma el dispositivo no transfiere carga, se los puede colocar en cualquier sitio; lo cual permite rigidizar únicamente en donde se necesite.

### 2.2.18 Geometría de los disipadores SLB

La altura total del disipador de energía SLB corresponde a la altura de la placa dentada o conexión almenada y la del dispositivo, siendo estos de 80 mm y 155 mm respectivamente dando un total de 235 mm; sin embargo, para fines de cálculo únicamente se debe utilizar la altura del

dispositivo. Dichos dispositivos se fabrican con material de alta ductilidad siendo estos el acero ASTM 36 o ASTM 572, para el segundo caso se debe realizar modificaciones (ver la figura 18) donde se debe aplicar un factor de 1.4 a los valores de  $F_{max}$  y  $F_y$ .



**Figura 18. Geometría del dissipador SLB de tercera generación**

*Fuente. Dissipadores SLB, 2021*

Donde:

*er1*: Separación entre la ventana y la placa

*er2*: Separación entre ventanas

La simbología para identificar a cada dispositivo se realiza a partir de las dimensiones utilizadas (ver figura 19) y basa mediante la siguiente nomenclatura:

$$SLB(ed) x_y$$

Donde:

*x*: ancho del dissipador

*ev*: espesor de la ventana

*ed*: espesor del dissipador

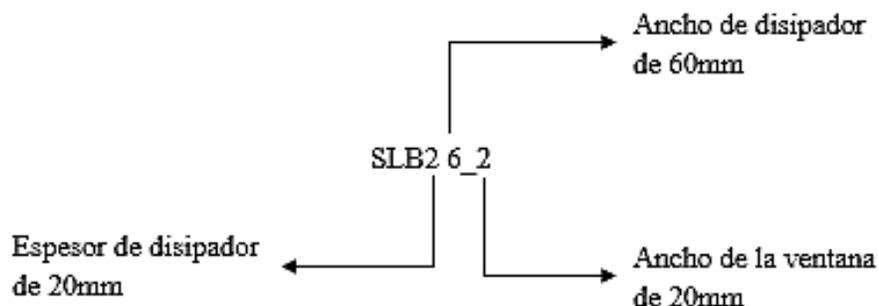
Por otra parte, *ed*, se numera de la siguiente forma, a partir de las placas de cada dispositivo

$ed = 2$ , placas de 20 mm

$ed = 3$ , placas de 25 mm

$ed = 4$ , placas de 38 mm

Se establece un ejemplo de la nomenclatura del dispositivo SLB (ver figura 19).



*Figura 19. Nomenclatura del disipador SLB*

### **2.2.19 Tablas de diseño de disipadores SLB**

Existen dos tablas de diseño sísmico de edificios con SLBs de tercera generación (Ing Marcos Pantoja, 2017). Una tabla de disipadores fabricados con acero A 36 (SLB) y otra con acero de grado 50 (ESLB) Cada tabla cuenta con 52 disipadores donde las dimensiones y geometría de los dispositivos varían en función de las fuerzas de plastificación (ver figura 20), los cuales se pueden combinar y formar disipadores dobles, triples y cuádruples.

Parámetros de diseño para los disipadores SHEAR LINK BOZZO						
Dispositivo	$K_1$ (KN/cm)	$K_2$ (KN/cm)	$D_v$ (mm)	$F_y$ (KN)	$F_{MAX}$ (KN)	$E_D$ (KN.cm)
SLB2 6_2	363.33	9.75	0.980	35.60	69.01	87.08
SLB2 6_3	397.80	10.75	1.031	41.00	79.21	99.25
SLB2 6_4	421.73	11.65	1.065	44.90	88.58	108.31
SLB2 6_5	439.60	12.78	1.078	47.40	96.67	115.18
SLB2 8_2	592.87	13.86	0.811	48.10	92.76	119.78
SLB2 8_3	676.27	15.38	0.858	58.00	107.57	141.77
SLB2 8_4	737.00	16.28	0.900	66.30	120.87	159.39
SLB2 8_5	784.27	17.43	0.927	72.70	133.29	173.71
SLB2 10_2	893.40	19.15	0.761	68.00	128.71	168.89
SLB2 10_3	1039.13	21.57	0.780	81.10	148.63	198.84
SLB2 10_4	1149.53	22.96	0.809	93.00	166.26	224.54
SLB2 10_5	1237.80	14.93	0.906	112.20	182.26	246.55
SLB2 15_2	1571.47	31.17	0.648	101.80	199.61	258.66
SLB2 15_3	1961.47	37.36	0.643	126.10	240.45	318.16
SLB2 15_4	2290.27	42.03	0.654	149.70	276.57	373.16
SLB2 15_5	2575.60	45.69	0.670	172.50	310.13	424.52
SLB2 20_2	2073.33	37.83	0.601	124.60	243.14	316.64
SLB2 20_3	2630.13	46.27	0.597	156.90	298.30	396.26
SLB2 20_4	3105.53	53.03	0.606	188.30	348.53	470.63
SLB2 20_5	3520.20	58.63	0.620	218.40	395.71	540.18
SLB3 25_2	3214.07	58.98	0.606	194.80	383.50	494.69
SLB3 25_3	4046.67	70.69	0.589	238.20	457.15	602.54
SLB3 25_4	4783.20	81.04	0.585	279.60	526.49	703.70
SLB3 25_5	5447.47	90.85	0.586	319.00	592.39	799.88
SLB3 25_6	6064.13	99.65	0.589	357.10	655.63	891.48
SLB3 25_7	6644.13	107.41	0.594	394.50	716.83	979.51
SLB3 25_8	7191.47	114.57	0.599	430.70	776.40	1064.12
SLB3 25_9	7711.07	120.73	0.605	466.40	834.90	1145.71
SLB3 30_2	3666.73	64.22	0.578	212.10	415.33	539.19
SLB3 30_3	4717.00	78.76	0.563	265.70	507.23	672.79
SLB3 30_4	5661.33	92.21	0.560	316.90	594.62	799.16
SLB3 30_5	6525.67	104.99	0.561	366.10	678.62	920.34
SLB3 30_6	7336.60	116.45	0.565	414.20	759.77	1036.63
SLB3 30_7	8106.07	126.92	0.569	461.30	838.79	1149.06
SLB3 30_8	8840.00	135.98	0.575	508.00	915.50	1257.99
SLB3 30_9	9542.20	145.74	0.579	552.50	992.12	1363.85
SLB3 40_2	4571.07	76.44	0.543	248.30	482.60	634.54
SLB3 40_3	6043.67	97.23	0.531	321.00	609.64	817.79
SLB3 40_4	7393.67	116.17	0.530	391.60	732.20	993.03
SLB3 40_5	8650.00	133.79	0.533	460.80	851.48	1162.82
SLB3 40_6	9843.00	149.92	0.537	528.70	967.95	1327.13
SLB3 40_7	10988.00	165.19	0.542	595.40	1082.30	1487.36
SLB3 40_8	12091.27	179.81	0.547	660.90	1195.00	1643.93
SLB3 40_9	13156.07	194.00	0.551	725.10	1306.30	1797.11
SLB3 50_2	5479.60	88.67	0.520	284.90	551.27	730.67
SLB3 50_3	7367.13	114.64	0.512	377.50	713.65	963.00
SLB3 50_4	9116.00	138.30	0.513	468.10	871.40	1186.77
SLB3 50_5	10759.13	160.81	0.518	557.00	1025.70	1404.77
SLB3 50_6	12328.87	181.80	0.523	644.40	1177.30	1616.83
SLB3 50_7	13844.20	202.03	0.528	730.30	1326.80	1824.36
SLB3 50_8	15312.67	221.80	0.532	814.70	1474.50	2028.05
SLB3 50_9	16737.00	241.37	0.536	897.70	1621.20	2228.51

Figura 20. Ficha técnica de los disipadores de energía SLB  
Fuente: Adaptado de "Disipadores sísmicos SLB", (pág. 5), 2018

Donde:

$K_1$ : Rigidez inicial,

$K_2$ : Rigidez post – plastificación,

$D_y$ : Desplazamiento de plastificación,

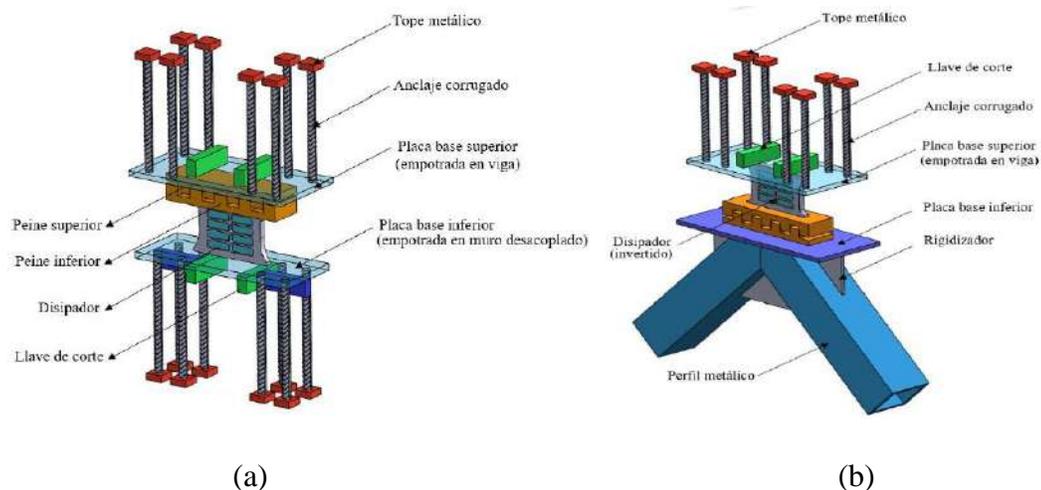
$F_y$ : Fuerza de plastificación,

$F_{max}$ : Fuerza máxima,

$E_d$ : Energía disipada.

### **2.2.20 Conexión almenada**

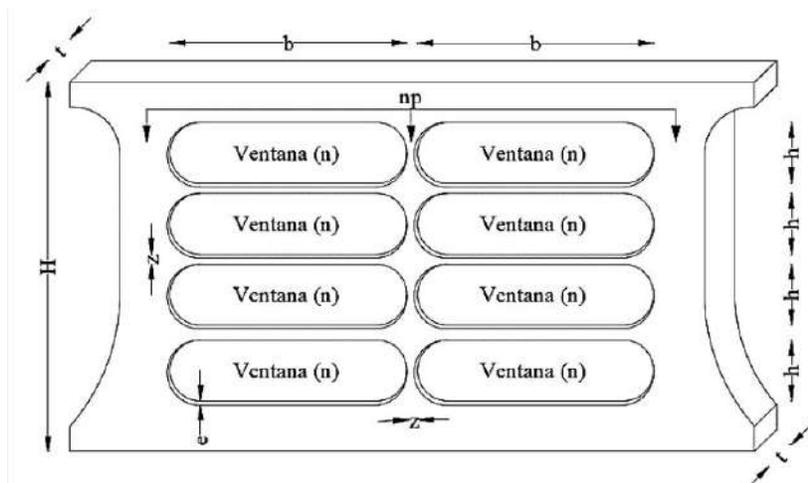
La conexión almenada tipo peine está separado uno de otro en 15 mm sin contacto vertical entre ellos, lo cual impide la transferencia de carga axial de la estructura al disipador y únicamente está sujeto a fuerzas de corte laterales. Por otra parte, su ubicación depende del sistema que se utilice en caso de muro desacoplado al ser más rígido que la viga la conexión almenada se coloca en la parte superior y la base del disipador se conecta al muro, ya que, en la base se va a presentar el mayor momento. Caso contrario, al momento de utilizar diagonales metálicas la conexión debe ir en la parte inferior porque la viga presenta mayor rigidez que las diagonales, por lo tanto, para que el disipador trabaje es necesario que el momento que se presenta en este se ubique en el elemento más rígido (Gonzalez&Bozzo, 2016). En la figura 21 se muestra las conexiones del disipador SLB para para su instalación en muros desacoplados y sus conexiones para su instalación en muros desacoplados.



**Figura 21. (a) SLB y sus conexiones en muros desacoplados y (b) SLB y sus conexiones en brazos chevron**

### 2.2.21 Análisis de disipadores SLB

De acuerdo Aguiar, Bozzo, Coyago y Andino (2016) señalaron que se aplican las siguientes fórmulas de los ítems 2.2.21.1, 3.2, 2.2.21.2, 2.2.21.3, 2.2.21.4 y 2.2.21.5 para el análisis de los disipadores SLB. La figura 22 se muestra el marco y ventana de los disipadores SLB.



**Figura 22. Marco y ventanas de los disipadores**

Fuente. Adaptado de "Análisis sísmico de bloque estructural 4 de UFA-ESPE con disipadores de energía Shear

Link Bozzo", (pág. 128) 2016

#### 2.2.21.1 Rigidez de marco.

Para los dispositivos de energía SLB el marco trabaja como una columna empotrada en sus extremos con una rigidez.

$$k_r = np \frac{12 EI}{h^3}$$

Donde:

***np***: cantidad de elementos verticales

***h***: altura de una ventana

***E***: Módulo de elasticidad del acero

***I***: Inercia

$$I = \frac{tz^3}{12}$$

Donde:

***t, z***: dimensiones de la sección transversal del marco

#### 2.2.21.2 Rigidez de ventanas.

Para determinar la rigidez de la ventana se basa en la siguiente ecuación:

$$k_w = n \frac{GA_w}{h}$$

Donde:

***n***: número de ventanas

***h***: altura de una ventana

***G***, módulo de corte del material

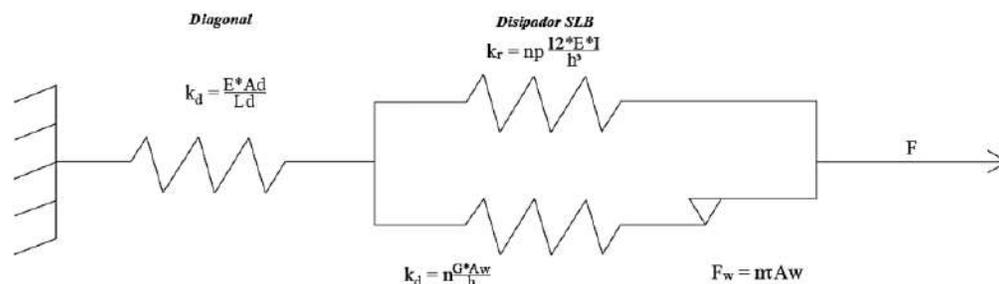
***A<sub>w</sub>***: área

$$A_w = be$$

Donde:

***b***: base de una ventana

***e***: espesor de una ventana



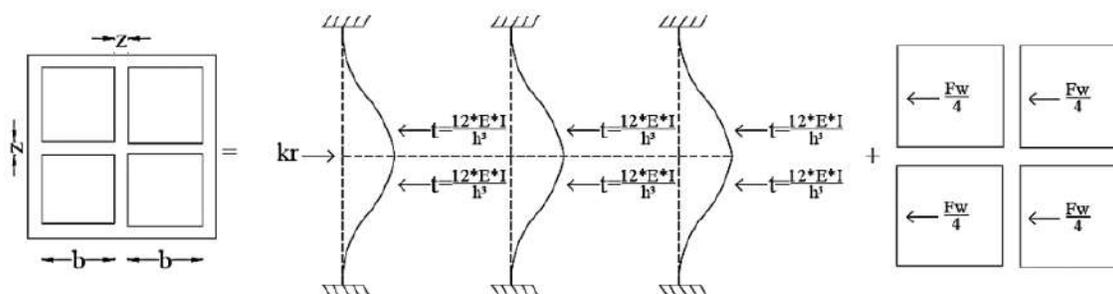
**Figura 23. Modelo analítico de los disipadores SLB**

Fuente: Adaptado de “Análisis sísmico de bloque estructural 4 de UFA-ESPE con disipadores de energía Shear

Link Bozzo”, (pág. 130) 2016

### 2.2.21.3 Rigidez de marcos y ventana.

El desplazamiento lateral del marco es el mismo que el de la ventana, por lo tanto, se evidencia un trabajo como dos resortes en paralelo (ver figura 24).

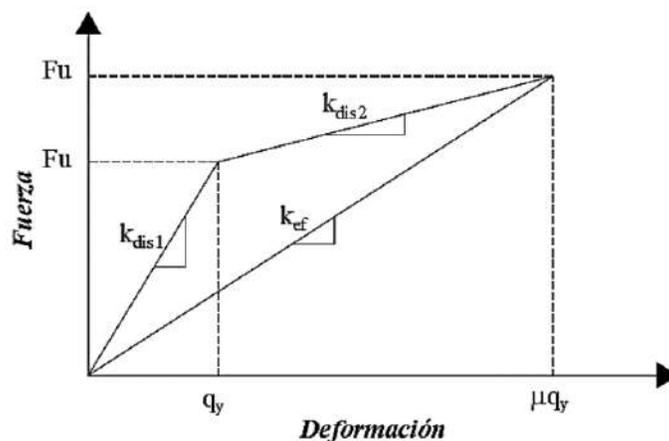


**Figura 24. Rigidez del marco y ventana**

Fuente: Adaptado de “Análisis sísmico de bloque estructural 4 de UFA-ESPE con disipadores de energía Shear

Link Bozzo”, (pág. 129) 2016

Se considera que la ventana y el marco trabaja dentro del rango inelástico y únicamente el marco en el rango plástico. Por otro lado, se basa en un modelo bilineal para el comportamiento fuerzas-deformación lateral (ver figura 25).



**Figura 25. Diagrama bilineal**

Fuente: Adaptado de “Análisis sísmico de bloque estructural 4 de UFA-ESPE con disipadores de energía Shear Link Bozzo”, (pág. 129) 2016

Se considera a la rigidez elástica  $k_{dis1}$  como la sumatoria entre la rigidez de la ventana y marco.

$$k_{dis1} = k_r + k_v$$

Donde:

$k_r$  : rigidez del marco

$k_v$ : rigidez de la ventana Mientras que la rigidez plástica

$k_{dis2}$ : únicamente trabaja el marco en el en el rango no lineal.

$$k_{dis2} = \alpha k_r A_w$$

$\alpha$ : relación de la rigidez post fluencia y elástica

$k_r$ : rigidez de la ventana

#### 2.2.21.4 Fuerza de fluencia.

La fuerza de corte a nivel de fluencia, se determina bajo la siguiente ecuación:

$$F_w = n\tau A_w$$

Donde:

$\tau$ : esfuerzo de corte

$$\tau: \frac{1}{\sqrt{3}} f_y$$

Para determinar la fuerza lateral del marco a nivel de fluencia se aplica la siguiente formula:

$$q_y = \frac{F_r}{k_r} = \frac{F_w}{k_w} \rightarrow F_r = \frac{k_r}{k_w} F_w$$

Mientras que para determinar la fuerza de fluencia se da bajo la siguiente condición:

$$F_y = F_w + F_r$$

#### 2.2.21.5 Rigidez efectiva.

Para determinar la fuerza última se consigue base la siguiente condición:

$$q_u = \mu q_y$$

$$F_u = F_y + k_{dis1} q_y (\mu - 1)$$

Otro de los parámetros a obtener es la rigidez efectiva o rigidez secante, la cual se obtiene mediante la ecuación:

$$k_{ey} = \frac{F_u}{\mu q_y}$$

Donde:

$F_u$ : Fuerza última

$\mu$ : Ductilidad

$q_y$ : Desplazamiento de fluencia

### 2.2.22 Análisis de diagonales de los disipadores SLB

De acuerdo Aguiar, Bozzo, Coyago y Andino (2016) señalaron que los disipadores SLB al colocarse sobre diagonales, posee una rigidez axial que se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$k_d = \frac{EA_D}{L_d}$$

Donde:

$A_D$ , Área de la sección transversal del perfil diagonal

$L_d$ , Longitud de la diagonal

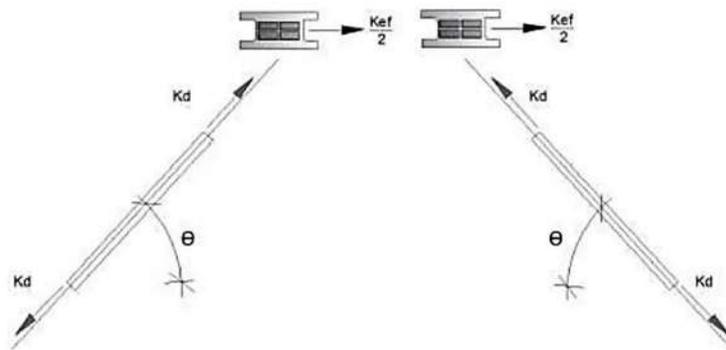
Existen dos alternativas para trabajar, la primera donde  $k_{dis1}$  puede ser igual a  $k_{dis1}$  o  $k_{dis2}$ , dependiendo el desplazamiento producido y la segunda opción puede ser  $k_{ef}$  si se opta por trabajar con rigidez secante.

Ahora bien, es importante tomar en cuenta que la rigidez de la viga y del marco trabajan en conjunto, es decir, en forma paralela obteniendo así la siguiente condición:

$$\frac{1}{k_{eq}} = \frac{1}{k_d} + \frac{1}{k_{dis}}$$

Al trabajar con la rigidez secante, se debe destacar que el  $k_d$  se establece como rigidez axial y  $k_{ef}$  como rigidez horizontal (ver figura 26). Por otro lado, al trabajar con una rigidez equivalente es necesario dividir la rigidez horizontal para cada diagonal, para compartir la mitad de la rigidez efectiva y así obtener la rigidez efectiva que se establece bajo la siguiente condición:

$$k_{eq} = \frac{k_d k_{ef}}{k_{ef} + 2k_d \cos^2 \theta}$$



**Figura 26. Rigidez axial y horizontal del dissipador**

Fuente: Adaptado de “Análisis sísmico de bloque estructural 4 de UFA-ESPE con dissipadores de energía Shear

Link Bozzo”, (pág. 132) 2016

### 2.2.23 Modelado histerético de dissipadores SLB

Bozzo, Gonzales, Pantoja, Muñoz y Ramirez (2019) señalaron que para el modelado de los dissipadores se pueden realizar mediante dos tipos de elementos siendo estos los FRAME y NLINK, donde se realiza un análisis modal espectral en primera instancia. Sin embargo, de los dos elementos el más adecuado es el NLINK, ya que, proporciona valores similares al FRAME y este prepara un modelo para un posterior análisis tiempo historia no lineal.

Los programas SAP 2000 y ETABS ofrecen diferentes tipos de NLINK, de los cuales se usa el modelo Plastic (Wen) como se observa en la figura 27, que representa el comportamiento histerético de los dissipadores metálicos, además, este puede disimular adecuadamente el efecto Baushinger y la respuesta cíclica del acero en su rango inelástico. El modelo plástico evidencia una relación de desplazamiento y fuerza no lineal que viene dada por la siguiente ecuación:

$$f = \alpha k_1 d + (1-\alpha)f_y z$$

Donde:

$k$ : rigidez elástica

$f_y$ : fuerza de fluencia

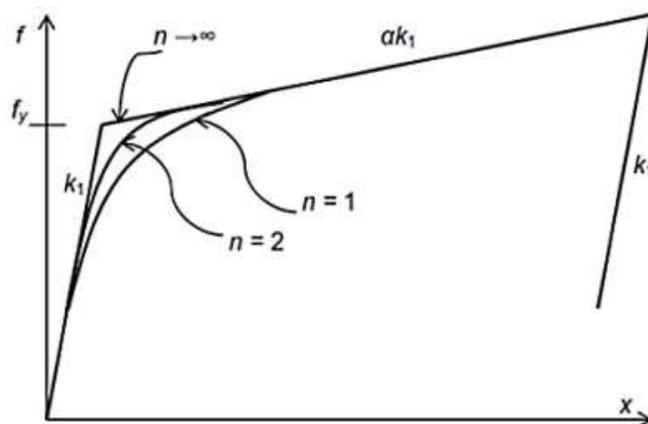
$\alpha$ : relación entre la rigidez post fluencia y rigidez elástica

$z$ : variable histerética interna

La variable  $z$  tiene un rango entre  $z \leq 1$ , con superficie de fluencia presentada por  $z = 1$ , donde el valor inicial de  $z$  inicia en cero y evoluciona conforma a la ecuación diferencial

$$z = \frac{k}{f_y} \begin{cases} d(1 - |z|^{\text{exp}}) & \text{si } dz > 0 \\ d & \text{en otro caso} \end{cases}$$

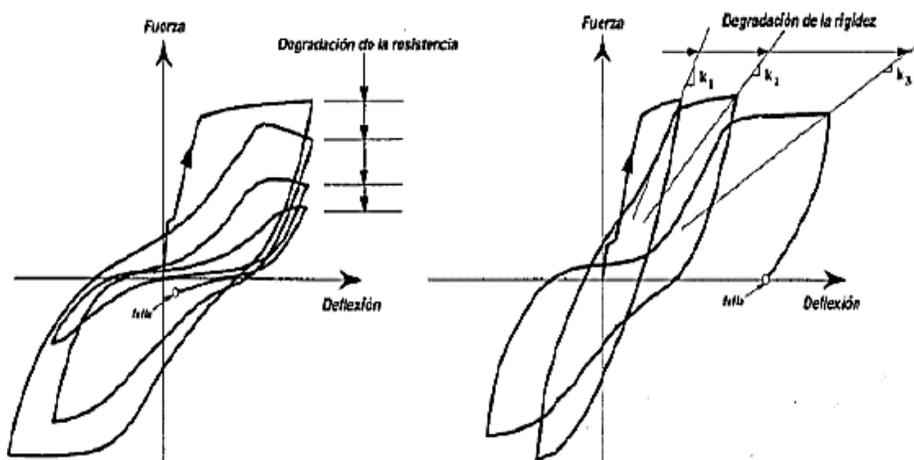
Para el caso de los disipadores SLB, el valor  $\text{exp}$  es igual a 2.



**Figura 27. Modelo histerético de Wen**

Fuente: Adaptado de “Análisis sísmico de bloque estructural 4 de UFA-ESPE con disipadores de energía Shear

Link Bozzo”, (pág. 129) 2016.



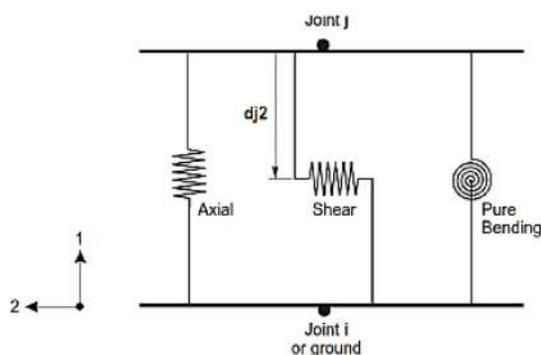
**Figura 28. Modelo de comportamiento histerético**

Fuente: Cárdena, R. (2010, pag. 35)

En caso de estructuras con paredes desacopladas y disipadores SLB, el tamaño del dispositivo y la longitud de las paredes se mide desde la cara superior de las vigas; tomando en cuenta que los dispositivos convencionales miden 155 mm, por lo cual, se considera los muros de apoyo con su altura inicial, tal como señalaron Bozzo, Gonzales, Pantoja, Muñoz y Ramirez en 2019.

### 2.2.23.1 Elemento NLINK.

Para el uso de este elemento es necesario tomar en cuenta un parámetro importante denominado lugar de deformación por cortante, es decir punto de momento nulo. Dicho punto se considera como la distancia al punto de inflexión o donde el impuso debido al corte en el enlace es cero, sin embargo, este debe ser medido desde el punto J o nudo final del link (ver figura 28). Por consiguiente, al hacer uso de los disipadores SLB este punto se presenta en la conexión almenada donde el momento igual a cero (Bozzo, Gonzales, Pantoja, Muñoz y Ramirez, 2019).



*Figura 29. Deformación por cortante*

*Fuente: Modelado, Análisis y diseño sísmico de estructuras Utilizando disipadores de energía SLB, 2019*

### 2.2.24 Reforzamiento Estructural de estructuras con SLB

Según Smith (2020), define que: “El reforzamiento estructural se define como el conjunto de técnicas diseñadas para aumentar la resistencia de una estructura existente y prolongar su vida útil”.

Por otro lado, García y López (2018), define que: “las técnicas modernas de reforzamiento estructural incluyen el uso de materiales compuestos como fibras de carbono, que ofrecen mayor resistencia sin aumentar significativamente el peso de la estructura”.

### **Hotel Ceibo Dorado – Postensa (2016)**

Bozzo L. (2017), menciona que: “Después del terremoto que azotó la costa ecuatoriana en el 2016 muchas estructuras quedaron dañadas, por consiguiente, el reforzamiento de estructuras realizado por Postensa, dotándoles de resistencia y ductilidad era imprescindible. El edificio Hotel Ceibo Dorado fue reforzado usando disipadores SLB sobre diagonales tipo Chevron aumentando su resistencia y ductilidad”. (ver Figura 30)



(a)



(b)

**Figura 30. (a) Edificio Hotel Ceibo Dorado, (b) Refuerzo con disipadores SLB - Hotel Ceibo Dorado**

Fuente: Bozzo, 2017, p. 55 y 80

De acuerdo con Luis Bozzo (2017), “Los presentes gráficos visualizan los resultados donde gracias a los disipadores, los drifts en ambas direcciones están por debajo del máximo permitido”. (Ver figura 31).

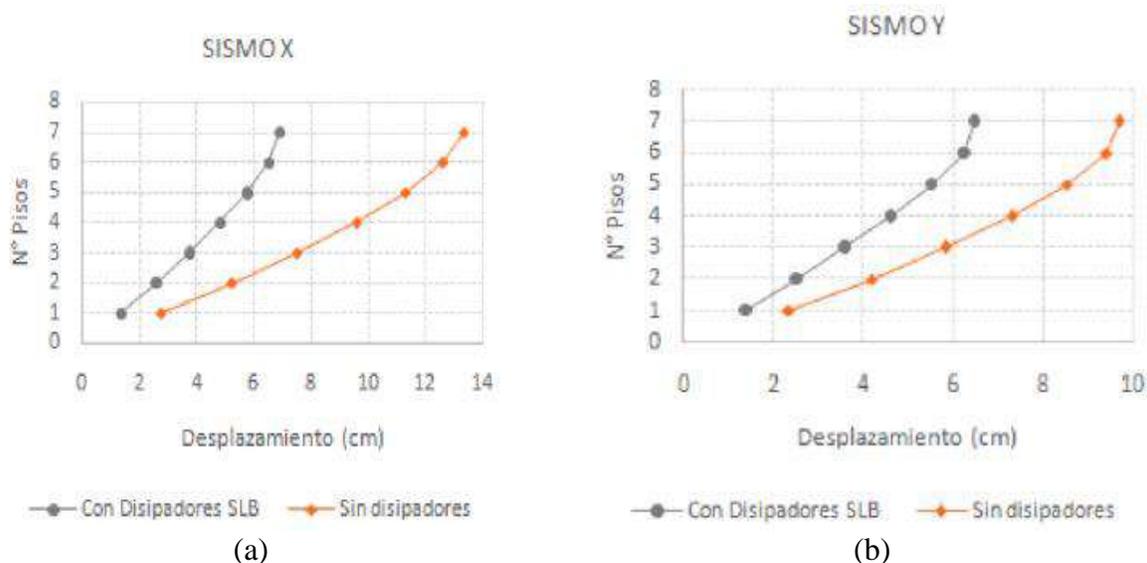


Figura 31. Hotel Ceibo Dorado a) Sismo en dirección X, b) Sismo en dirección Y

Fuente: Bozzo, 2017, p. 63

### 2.2.25 Reforzamiento Estructural de edificios con SLB en el Perú

En Perú, diversos proyectos de construcción han integrado estos sistemas innovadores para mejorar la resistencia de sus edificaciones, tanto en nuevos desarrollos como en procesos de reforzamiento de estructuras existentes (Bozzo, 2024).

A continuación, se presenta una lista de algunos de los proyectos más relevantes en los que se ha utilizado los disipadores SLB en el país (ver tabla 6), destacando su ubicación, número de pisos y el estado de avance de cada proyecto. Esta recopilación tiene como objetivo mostrar cómo estas tecnologías han sido implementadas en Perú para asegurar la seguridad estructural frente a los desafíos sísmicos, protegiendo a la población y mejorando la resiliencia de las infraestructuras urbanas (Bozzo, 2024).

Tabla 6. Reforzamiento Estructural de edificios con SLB en el Perú

	NOMBRE DEL PROYECTO	UBICACION	SLB	N° DE PISOS	ETAPA	AÑO
1	Casino Mubarak	San Borja	20	4	CONSTRUIDO	2002
2	Departamento de odontología USMP	Ate	28	4	CONSTRUIDO	2013
3	Planta embotelladora - Lindley	Chilca	256	1	CONSTRUIDO	2014
4	Edificio de oficinas "Monterosa"	Surco	18	12	CONSTRUIDO	2015
5	Edificio multifamiliar "Altos del Olivar"	San Isidro	42	9	CONSTRUIDO	2015

6	Fabrica Textil "Vulcano"	Ate	42	6	CONSTRUIDO	2016
7	EDIFICIO RESIDENCIAL CEDRUS	San Isidro	32	8	EVALUACIÓN	2016
8	EDIFICIO LAS FLORES	Trujillo	28	9	CONSTRUIDO	2017
9	Sede Pacifico Segurois- Edif Tamayo	San Isidro	24	20	CONSTRUIDO	2018
10	Edifi Residencial Brasil-Canamond	Jesus Maria	19	19	CONSTRUIDO	2019
11	FACULTAD SISTEMAS UNIV DE CAJAMARCA	CAJAMARCA	54	4	CONSTRUIDO	2019
12	EDIFICIO ECOPALMAR	Trujillo	218	7	CONSTRUIDO	2019
13	ALTOS DE SANTA BEATRIZ	Santa Beatriz	12	12	CONSTRUIDO	2019
14	EDIFICIO RESIDENCIAL PEZET	San Isidro	30	15	EN CONSTRUCCIÓN	2020
15	UNIVERSIDAD SANTA MARIA DE AREQUIPA	AREQUIPA	65	10	EN CONSTRUCCIÓN	2020
16	Facultad Arquitectura U de Trujillo	Trujillo	14	2	EN CONSTRUCCIÓN	2020
17	CENTRO CULTURA.L PEDROI DE OSMA	BARRANCO	6	3	PROYECTO	2020
18	Nuevo Ministerio de Vivienda-Reforzamiento	San Isidro	60	15	EVALUACIÓN	2020
19	Proyecto Basadre	San Isidro	8	8	PROYECTO	2020
20	Escuela IE0074 Fernando Belaúnde Terry	Lima	25	3	EN CONSTRUCCION	2023
21	Escuela IE2078 Nra Sra Lourdes-Los Olivos	Lima	12	3	EN CONSTRUCCION	2023
22	Universidad Nacional Hermilio Valdizan (Facultad de Ingeniería civil y Arquitectura)	Huánuco	74	11	EN CONSTRUCCIÓN	2023

## **CAPITULO 3. METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN**

### **3.1 Encuestas Tipo y Diseño de la Investigación**

#### **3.1.1 Tipo de investigación**

Aplicativo, puesto que busca la generación de conocimiento con aplicación directa a los problemas de los edificios estudiados.

#### **3.1.2 Nivel de investigación**

Esta investigación es de nivel Descriptivo puesto que busca evaluar aspectos.

### **3.2 Unidad de Análisis**

Los edificios antiguo y nuevo de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.

### **3.3 Población de Estudio**

La población de estudio en la investigación está constituida por los edificios antiguo y nuevo de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.

### **3.4 Selección de Muestra**

La muestra es no probabilística.

### **3.5 Tamaño de Muestra**

Los edificios antiguo y nuevo de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco

### **3.6 Técnica de recolección de Datos e Información**

- **Técnicas:** El método de la recaudación de la información será a través de las revisiones de registros, consultas a expertos y la observación.

- **Instrumentos:** Se va a extraer documentos que contengan información de nuestra investigación, así mismo se revisará, observará y analizará la estructura permitiendo conocer diferentes características.

## CAPITULO 4. MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD SÍSMICA MEDIANTE LA IMPLEMENTACION DE DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA DE LOS BLOQUES DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

### 4.1 Descripción arquitectónica de los edificios de la Facultad de Ingeniería Civil

#### 4.1.1 *Ubicación*

##### 4.1.1.1 *Ubicación política.*

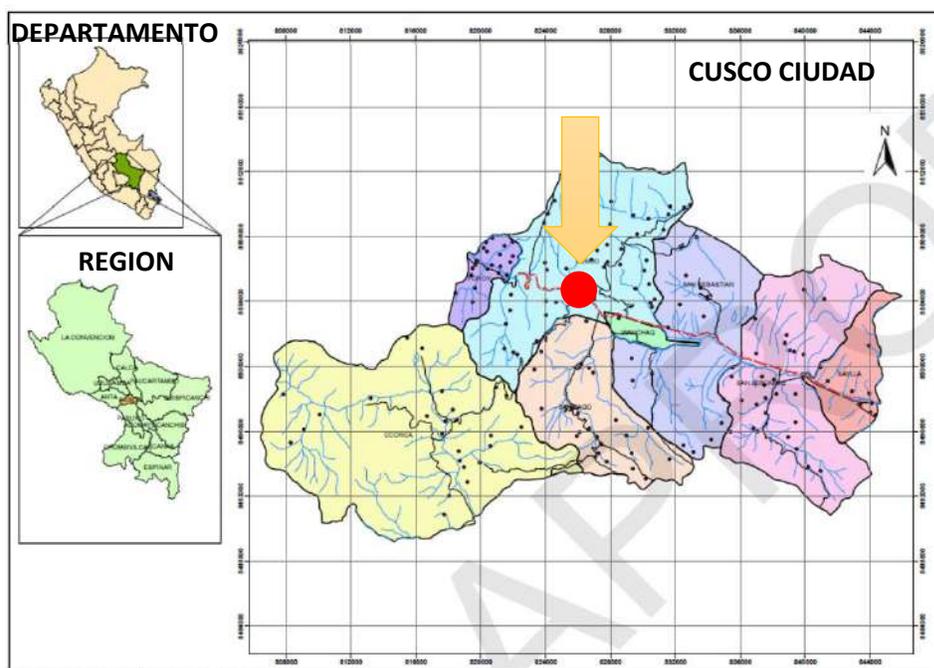
- Departamento : Cusco
- Provincia : Cusco
- Distrito : Cusco
- Lugar : Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco
- Zona : 19L
- Región natural : Sierra
- Altitud promedio : 3399 msnm

##### 4.1.1.2 *Ubicación Geográfica.*

- **Coordenadas UTM:**
  - Sur : 13° 31' 12"
  - Oeste : 71° 57' 28"
  - Altitud : 3399 m.s.n.m.
- **Coordenadas geológicas:**
  - Latitud : -13.52
  - Longitud : -71.95777778

La ubicación de los edificios en estudio se muestra en la Figura 32, donde se observa la ubicación geográfica, con las coordenadas UTM correspondientes. Estas estructuras están situadas en el distrito de Cusco, región de Cusco, Perú.

En las figuras 33 y 34 se presentan los bloques A, B y C, que forman parte de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.



*Figura 32. Ubicación geográfica de los edificios de estudio.*

*Fuente: Galdos & Nuñez, 2018*



*Figura 33. Edificación del bloque A de la FIC- UNSAAC*



(a) (b)  
**Figura 34. Edificaciones de la FIC- UNSAAC (a) Bloque B y (b) Bloque C**

#### **4.1.2 Información primordial de las estructuras a evaluar**

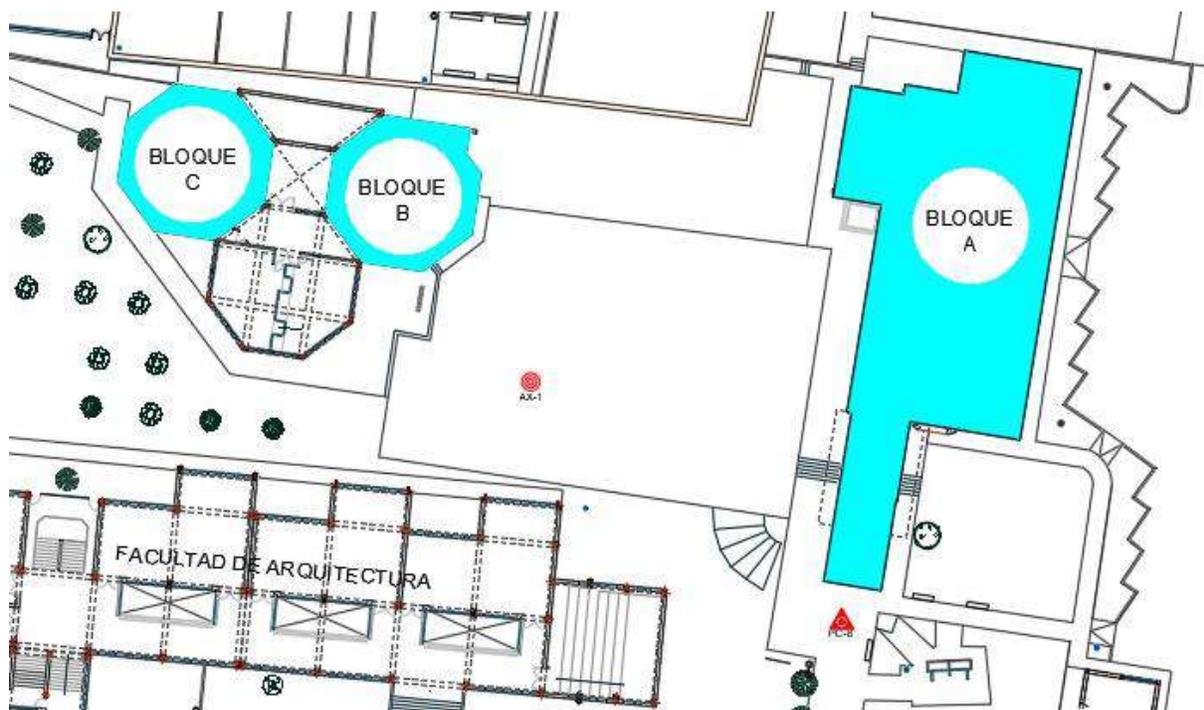
En la presente investigación se analizan tres edificaciones de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco. El bloque A es una edificación de pórticos de concreto armado, cuya construcción comenzó en 1981, siendo considerado como un pabellón antiguo.

Por otro lado, el bloque B está constituido por placas, vigas y columnas, mientras que el bloque C también está formado por pórticos de concreto armado. Ambas edificaciones, bloque B y bloque C, iniciaron su construcción en 2001 (ver Tabla 7).

**Tabla 7. Información básica del año de construcción de las estructuras de la FIC**

<b>Numero</b>	<b>Edificio</b>	<b>Bloque</b>	<b>Año de Construcción</b>
1	Edificación Antigua de la FIC	A	1981
2	Edificación Nueva de la FIC	B	2001
3	Edificación Nueva de la FIC	C	2001

En la Figura 35 se muestra el plano en planta de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco. En el plano, las formas coloreadas representan las estructuras que serán objeto de estudio, las cuales están distribuidas en los bloques A, B y C.



*Figura 35. Edificaciones en análisis de la Facultad de Ingeniería Civil*

### 4.1.3 Configuración del sistema estructural

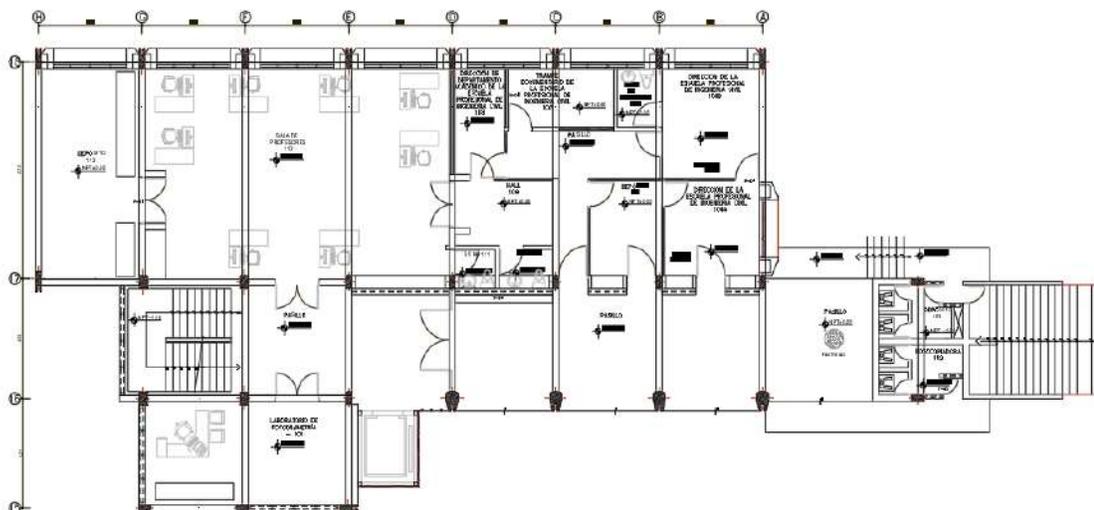
#### 4.1.3.1 Geometría en planta del bloque A.

La estructura del Bloque A cuenta con 6 niveles, La Tabla 8 presenta la distribución de los ambientes desde el primer nivel hasta el quinto piso, según el plano arquitectónico (ver figuras 36 a 42).

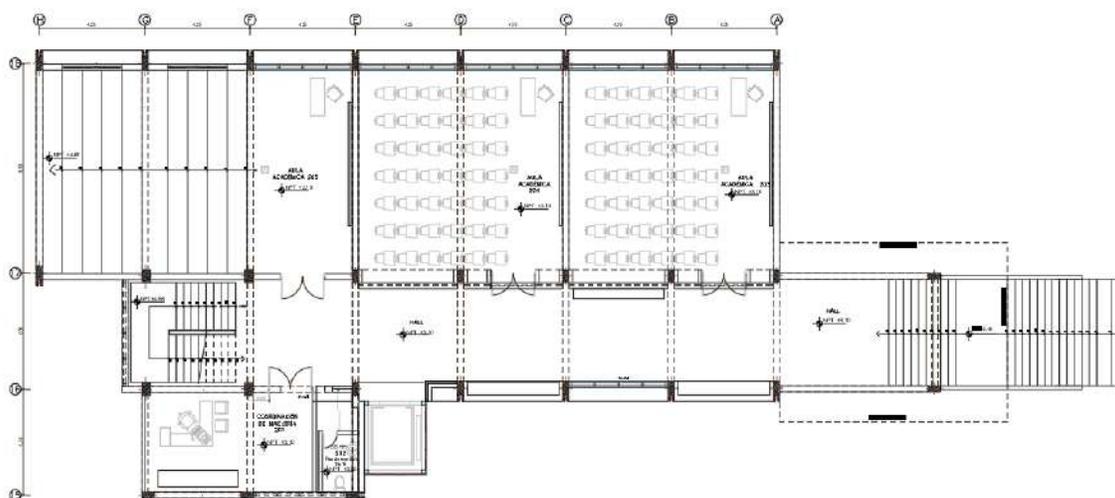
*Tabla 8. Distribución de ambiente del bloque A*

Nivel	Elevación	Descripción
Primer piso	+0.00 NTP	Pasillo, sala de docentes, depósito, laboratorio de fotogrametría, dirección de la EPIC
Segundo piso	+3.10 NTP	Hall de ingreso, aulas, coordinación de maestría
Tercer piso	+6.20 NTP	Hall de ingreso, aulas, laboratorio de topografía

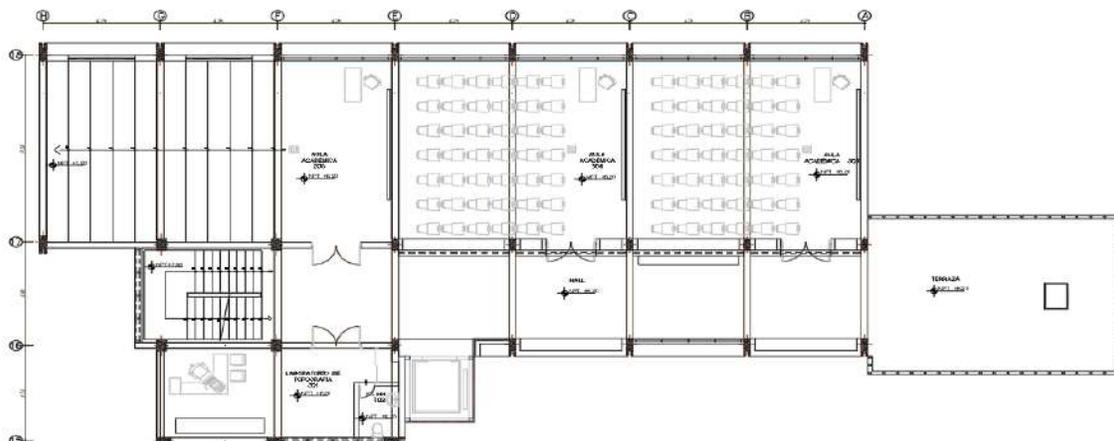
Cuarto piso	+9.30 NTP	Hall de ingreso, aulas, sala de prácticas
Quinto Piso	+12.40 NTP	Hall de ingreso, gabinete de fotogrametría y topografía, archivo
Sexto Piso	+15.50 NTP	Azotea



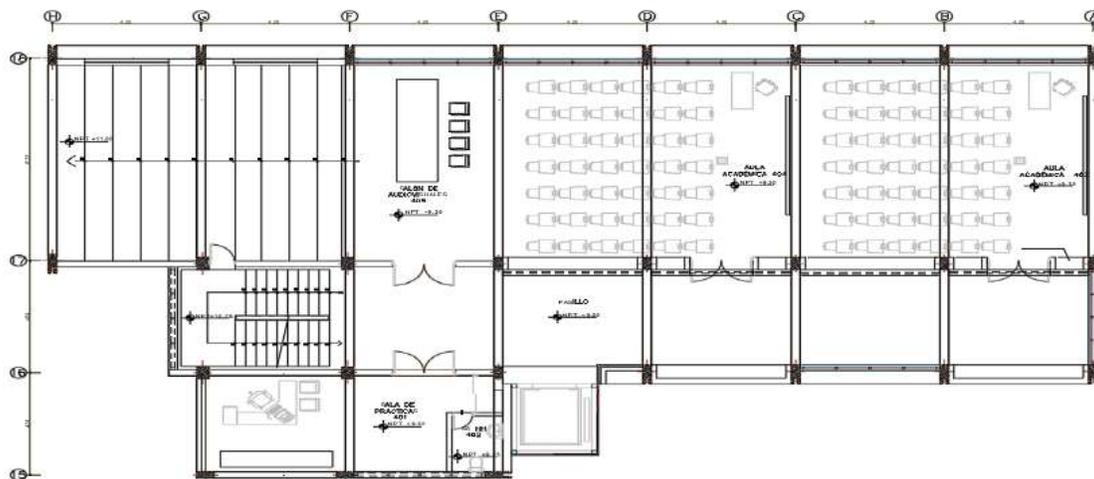
*Figura 36. Plano de distribución bloque A, primer nivel*



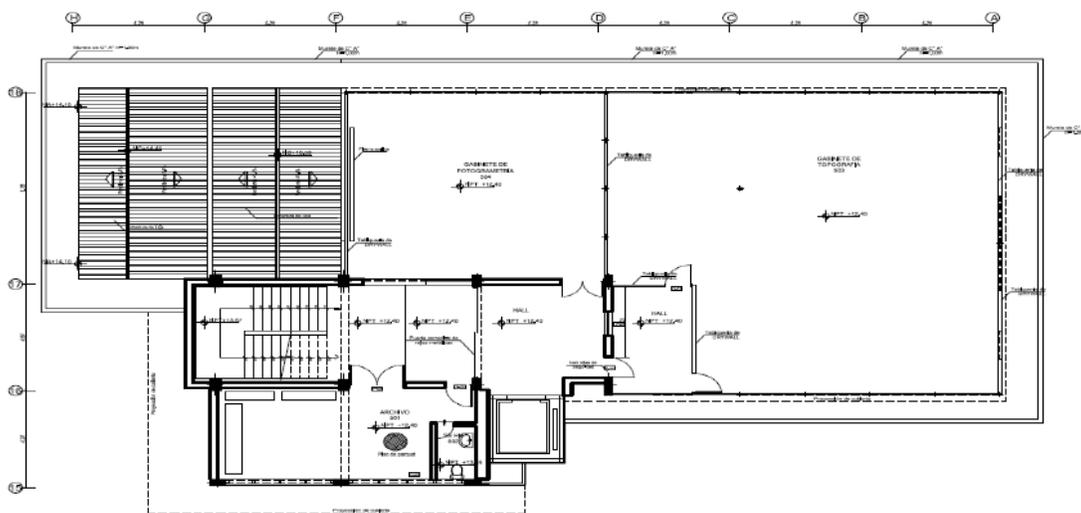
*Figura 37. Plano de distribución bloque A, segundo nivel*



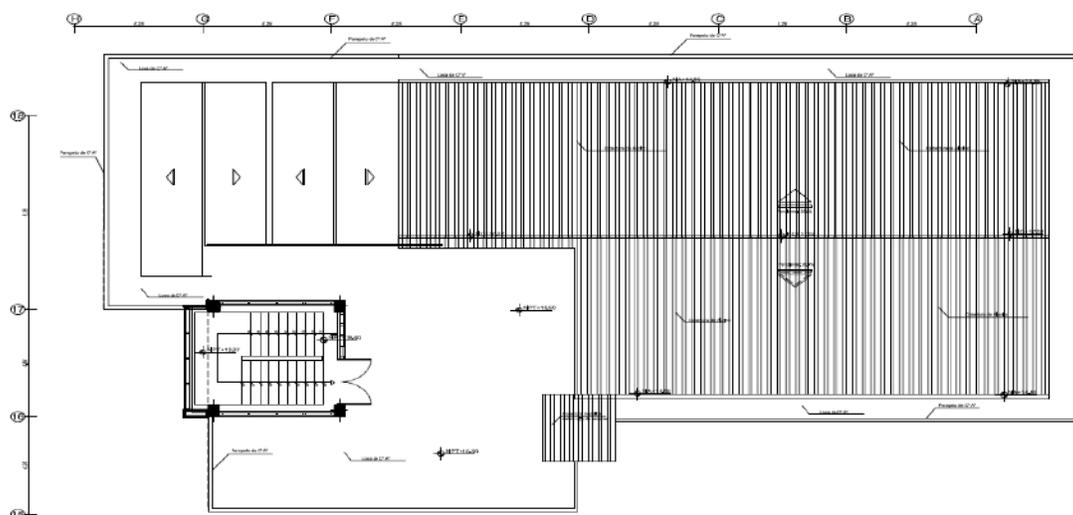
*Figura 38. Plano de distribución bloque A, tercer nivel*



*Figura 39. Plano de distribución bloque A, cuarto nivel*



*Figura 40. Plano de distribución bloque A, quinto nivel*



*Figura 41. Plano de distribución bloque A, sexto nivel*



*Figura 42. Elevación bloque A*

### **Características estructurales:**

La configuración estructural del bloque A está constituida por pórticos de concreto armado, compuesto de columnas y vigas rectangulares. Las columnas rectangulares tienen dimensiones de 25x50cm y 35x50cm (ver tabla 13). Por otro lado, las vigas son de dos tipos, las vigas peraltadas con una sección de 25x65cm (ver tabla 11) y vigas chatas con secciones de 20x50cm, 20x70cm y 20x80cm (ver tabla 12). Las luces máximas de vigas peraltadas están entre los ejes C-D con una longitud de 8 m y mientras que las vigas chatas tienen su luz máxima entre los ejes 17-18, con una longitud de 4 m. La altura de entrepiso en todos los niveles es de 3.10 m. Para más detalles sobre

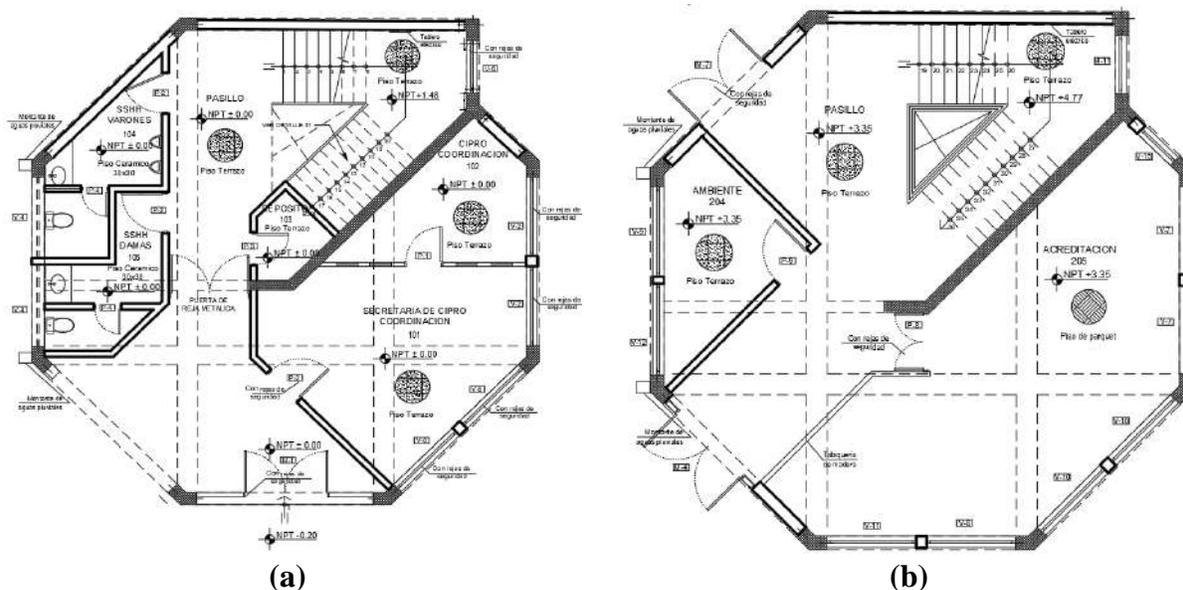
los planos arquitectónicos y estructurales, se recomienda consultar el Anexo 7 y el Anexo 8, respectivamente.

#### 4.1.3.2 Geometría en planta del bloque B.

La estructura del Bloque B cuenta con 5 niveles, La Tabla 7 presenta la distribución de los ambientes desde el primer nivel hasta el quinto piso, según el plano arquitectónico (ver figuras 43 a 45).

*Tabla 9. Distribución de ambiente del bloque B*

Nivel	Elevación	Descripción	Área techada (m <sup>2</sup> )
Primer piso	+0.00 NTP	Pasillo, sala de docentes, depósito, laboratorio de fotogrametría, dirección de la EPIC	115.90
Segundo piso	+3.35 NTP	Hall de ingreso, aulas, coordinación de maestría	115.90
Tercer piso	+6.70 NTP	Hall de ingreso, aulas, laboratorio de topografía	115.90
Cuarto piso	+10.05 NTP	Hall de ingreso, aulas, sala de prácticas	115.90
Quinto Piso	+13.40 NTP	Hall de ingreso, gabinete de fotogrametría y topografía, archivo	115.90
<b>Total</b>			<b>579.50</b>



*Figura 43. Plano de distribución bloque B (a) Primer nivel, (b)segundo nivel*

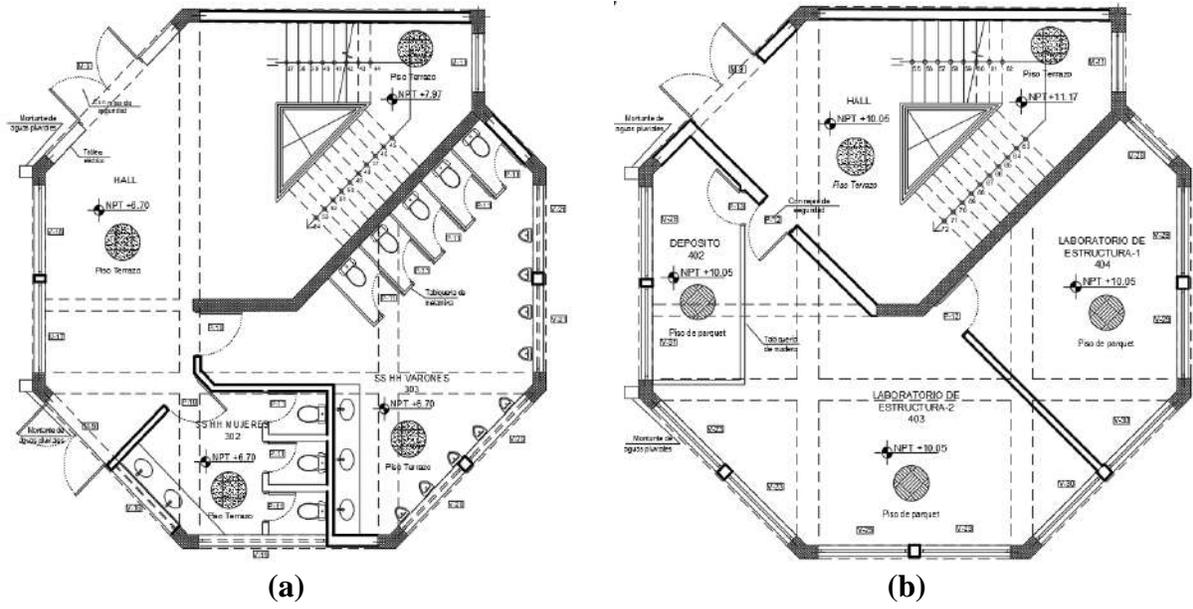


Figura 44. Plano de distribución bloque B (a) tercer nivel, (b) cuarto nivel

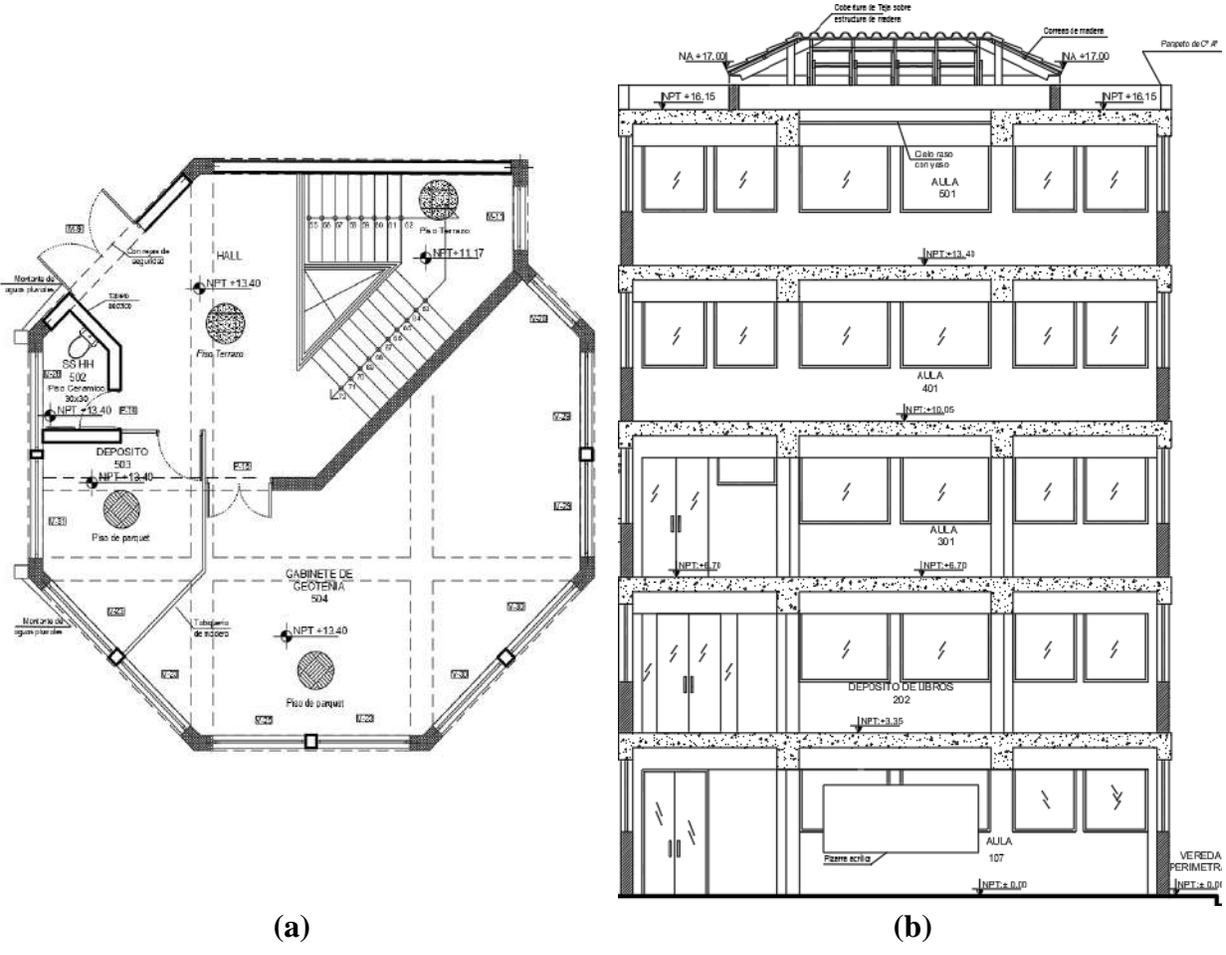


Figura 45. Plano de distribución bloque B (a) quinto nivel, (b) Elevación

### Características estructurales:

La configuración estructural del bloque B está constituida por pórticos de concreto armado y una placa de longitud 6.90m. Las columnas tienen un área de 0.1876m<sup>2</sup> (ver tabla 15) y las vigas peraltadas rectangulares de secciones 25x65cm y 40x70cm (ver tabla 14). Las luces máximas de las vigas 25x65cm se encuentran entre los ejes I-D, con una longitud de 11.23 m, mientras que de las vigas 30x50 cm tienen una luz máxima de 4.12 m. La altura de entrepiso en todos los niveles es de 3.35 m. Para más detalles sobre los planos arquitectónicos y estructurales, se recomienda consultar el Anexo 7 y el Anexo 8, respectivamente.

#### 4.1.3.3 Geometría en planta del bloque C.

La estructura del Bloque C cuenta con 5 niveles, La Tabla 10 presenta la distribución de los ambientes desde el primer nivel hasta el quinto piso, según el plano arquitectónico (ver figuras 46 y 47).

*Tabla 10. Distribución de ambiente del bloque C*

Nivel	Elevación	Descripción	Área techada (m <sup>2</sup> )
Primer piso	+0.00 NTP	Pasillo, sala de docentes, depósito, laboratorio de fotogrametría, dirección de la EPIC	117.97
Segundo piso	+3.35 NTP	Hall de ingreso, aulas, coordinación de maestría	117.97
Tercer piso	+6.70 NTP	Hall de ingreso, aulas, laboratorio de topografía	117.97
Cuarto piso	+10.05 NTP	Hall de ingreso, aulas, sala de prácticas	117.97
Quinto Piso	+13.40 NTP	Hall de ingreso, gabinete de fotogrametría y topografía, archivo	117.97
<b>Total</b>			<b>589.85</b>

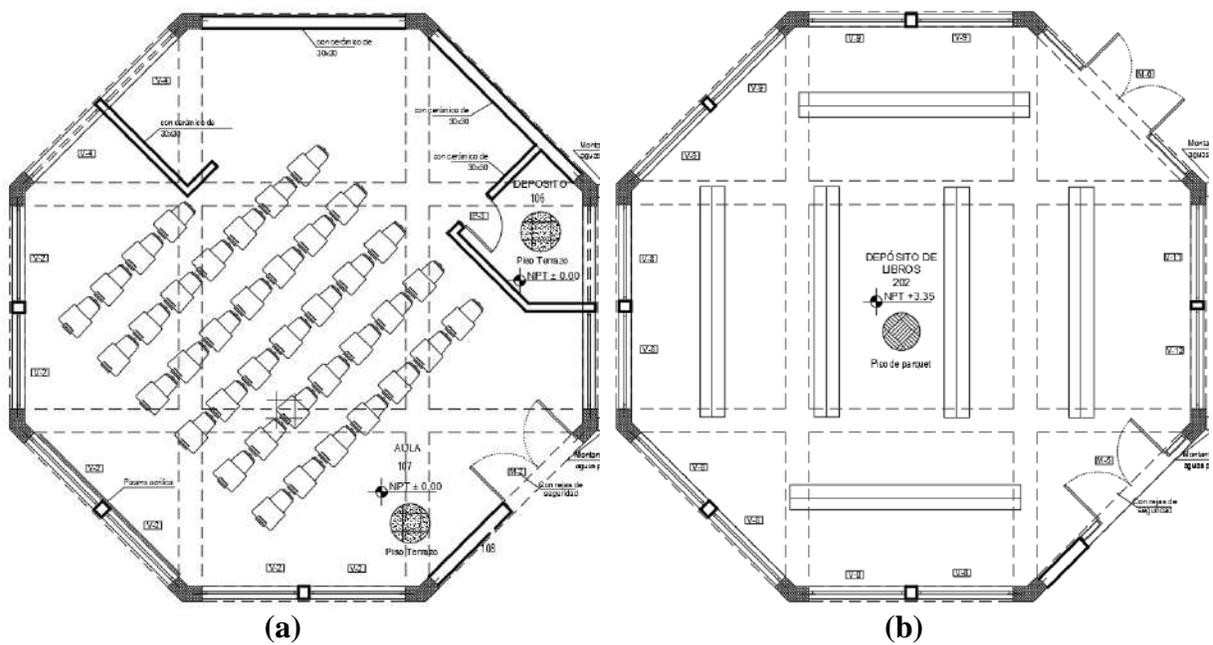


Figura 46. Plano de distribución bloque C (a) primer nivel, (b) segundo nivel

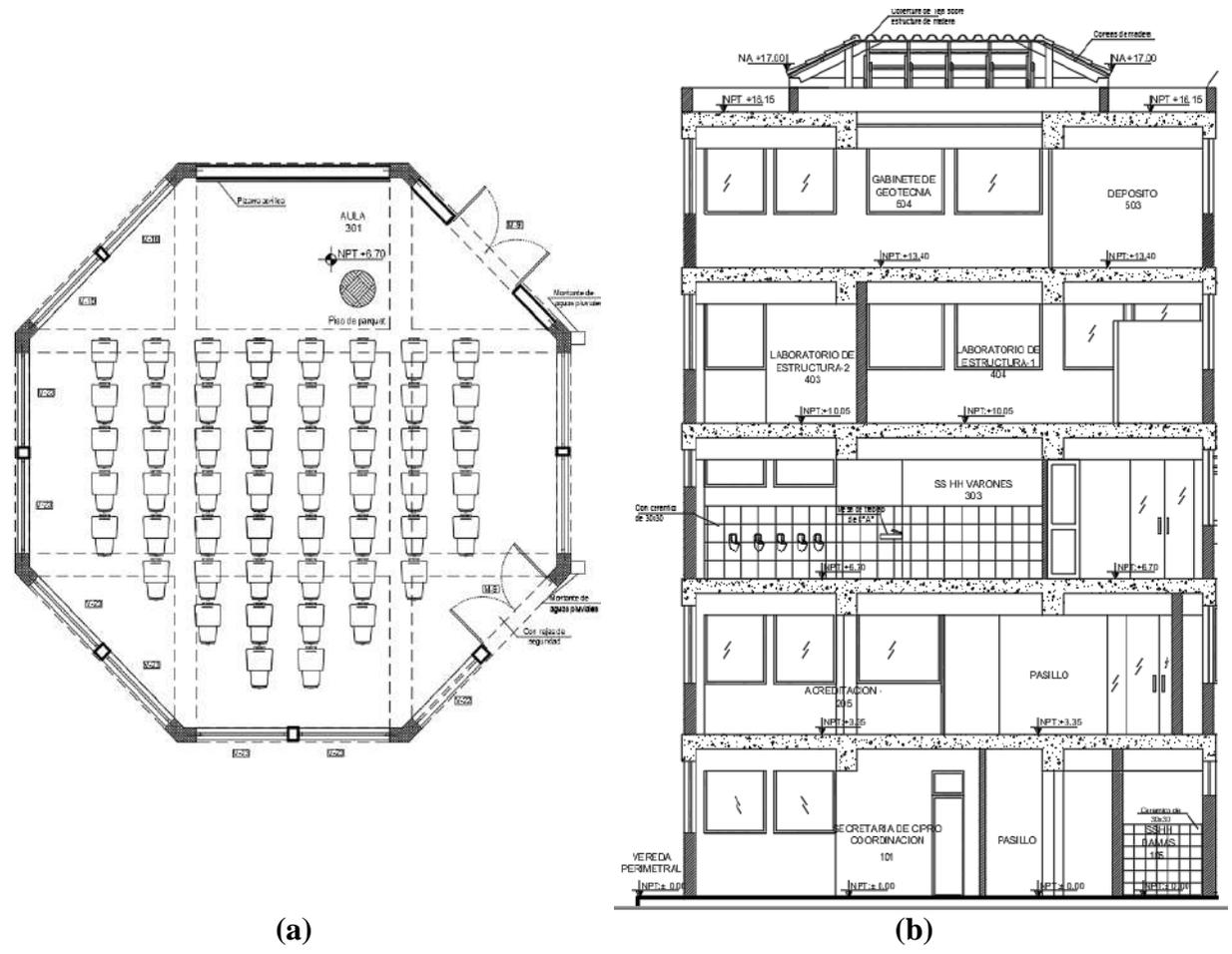


Figura 47. Plano de distribución bloque C (a) tercer al quinto nivel, (b) Elevación

### Características estructurales:

La configuración estructural del bloque C está constituida por pórticos de concreto armado en los cinco niveles, con columnas de área  $0.1876 \text{ m}^2$  (ver tabla 17) y vigas de secciones  $25 \times 50 \text{ cm}$  y  $40 \times 70 \text{ cm}$  (ver tabla 16). Las luces máximas de vigas peraltadas ( $40 \times 70 \text{ cm}$ ) están en los ejes I-D con una longitud de  $11.23 \text{ m}$  y las vigas de  $25 \times 50 \text{ cm}$  tienen una luz máxima de  $4.12 \text{ m}$ . La altura de entrepiso en todos los niveles es  $3.35 \text{ m}$ . Para mayor detalle de los planos de arquitectura y estructuras revisar el anexo 7 y 8 respectivamente.

#### 4.1.3.3.1 Definición de Sección de elementos estructurales.

##### A. Bloque A

- **Vigas:** El Bloque A presenta vigas chatas y peraltadas, las cuales se detallan en las Tablas 9 y 10.

Tabla 11. Secciones de vigas en la edificación-Bloque A

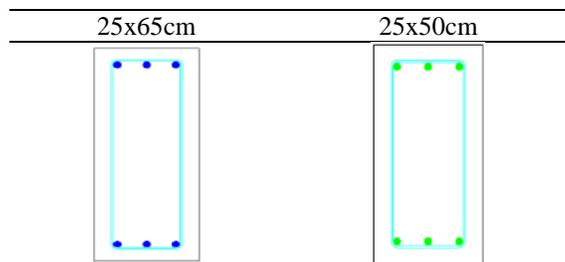
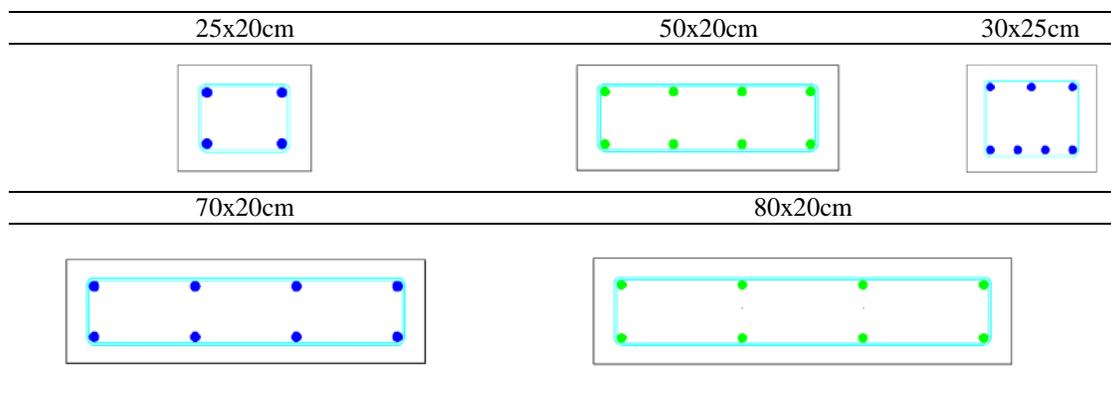
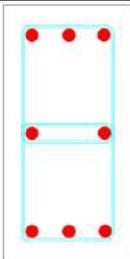
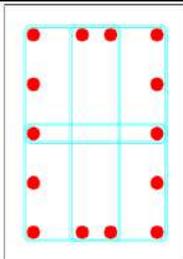


Tabla 12. Sección de viga Chata del Bloque A



- **Columnas:** La configuración estructural de columnas para el presente análisis incluye dos tipos de secciones, las cuales se detallan en la Tabla 13.

**Tabla 13. Secciones de columnas del bloque A**

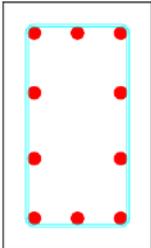
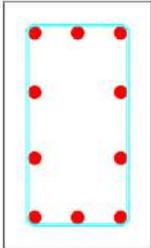
25x50cm	35x50cm
	

- **Losas:** Las losas de entrepiso y losa de techo del bloque A tienen un espesor de 20cm.

## B. Bloque B

- **Vigas:** La estructura del Bloque B presenta 4 tipos de vigas rectangulares, las cuales se detallan en la Tabla 14.

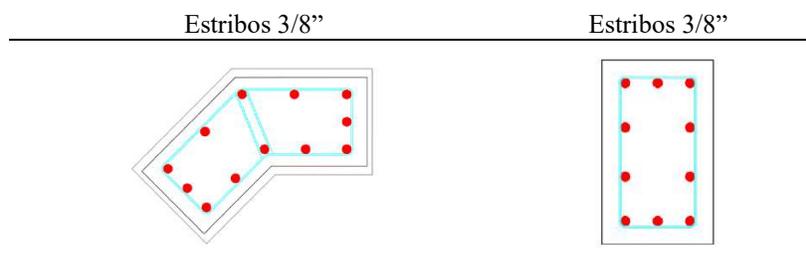
**Tabla 14. Secciones de vigas rectangulares del bloque B**

Área: 30x50cm 10Φ1" ρ=3.40% Estribos 3/8"	Área: 40x70cm 12Φ1" ρ=3.01% Estribos 3/8"
	

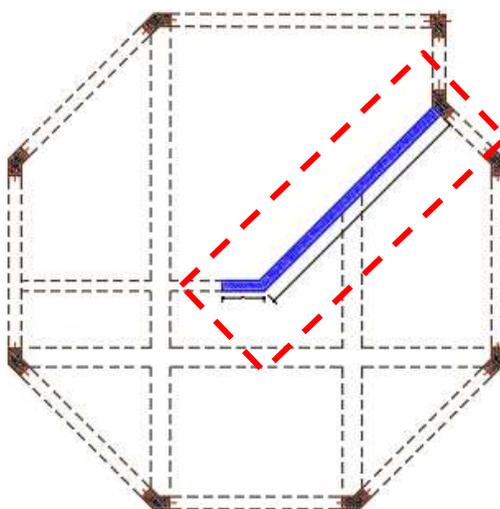
- **Columnas:** La configuración estructural de columnas para el presente análisis se tiene de dos tipos de secciones los cuales se detallan en la tabla 15.

**Tabla 15. Sección de columnas del bloque B**

Área: 0.1876m <sup>2</sup> 12Φ1" ρ=3.01%	30x50cm 10Φ1" ρ=3.40%
--	-----------------------------



- **Placa:** La configuración estructural de la placa está definida por la sección mostrada en la figura 46, la cual está reforzada con doble malla, con acero longitudinal de 3/8" @ 25 cm y acero horizontal de 1/2" @ 25 cm.



*Figura 48. Geometría de la placa en el bloque B*

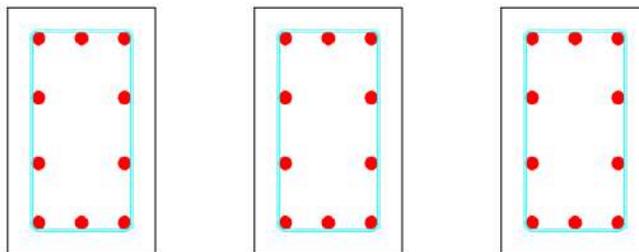
- **Losas:** Las losas de entrepiso del bloque B son del tipo aligerada en una sola dirección. Las losas aligeradas de entrepiso, que van desde el primer hasta el cuarto nivel, tienen un espesor de 25 cm, mientras que la losa de techo tiene un espesor de 20 cm.

### C. Bloque C

- **Vigas:** La estructura incluye 3 tipos de vigas rectangulares, los cuales se detallan en la tabla 16.

*Tabla 16. Secciones de vigas rectangulares del bloque C*

Área:	30x50cm	Área:
12Φ1"	15Φ1"	6Φ5/8"
ρ=2.19%	ρ=2.73%	ρ=0.96%
Estribos 3/8"	Estribos 3/8"	Estribos 3/8"



- **Columnas:** La configuración estructural para este análisis está compuesta por dos tipos de secciones, las cuales se describen en la tabla 17.

*Tabla 17. Sección de columnas del bloque C*

Área: 0.1876m <sup>2</sup> 12Φ1'' ρ=3.01% Estribos 3/8''	Área: 0.1876m <sup>2</sup> 6Φ1'' + 4Φ3/4'' ρ=2.06% Estribos 3/8''

- **Losas:** Las losas de entrepiso del bloque C son del tipo aligerada en una sola dirección. Las losas aligeradas de entrepiso, correspondientes al primer hasta el cuarto nivel, tienen un espesor de 25 cm, mientras que la losa del techo tiene un espesor de 20 cm.

## 4.2 Peligro sísmico de Perayoc

### 4.2.1 Contexto Neotectónico del Cusco

La principal amenaza sísmica en la Región Cusco es el sistema de fallas activas alrededor de la ciudad, por lo cual en la figura 47 se muestra las fallas en la ciudad del Cusco.

Cusco se encuentra en una zona sísmicamente activa, lo que significa que un sismo puede ocurrir en cualquier momento. Aunque la frecuencia de terremotos es baja en comparación con la

costa del Perú, es importante señalar que los dos sismos más significativos en los últimos años, ocurridos en 1950 y 1986, alcanzaron magnitudes de 6 y 5.2 (en una escala que varía de 1 a 10), lo que sugiere que, aunque no son sismos de gran magnitud, su carácter superficial puede hacerlos peligrosos.

Las consecuencias devastadoras de un sismo dependen de varios factores:

- **Ubicación:** Un sismo en una zona poco poblada genera menos daños que en áreas densamente pobladas.
- **Magnitud:** Cuanta mayor sea la energía liberada por el sismo, mayor será su capacidad destructiva.
- **Profundidad:** Los sismos de mayor profundidad suelen causar menos daños, ya que gran parte de la energía se disipa antes de llegar a la superficie.
- **Distancia al epicentro:** Este es el punto en la superficie de la Tierra directamente sobre el hipocentro del sismo.
- **Condiciones geológicas locales:** La naturaleza del suelo es uno de los factores más determinantes. Por ejemplo, en suelos sueltos, arenosos o húmedos, el terreno se vuelve más fluido e inestable cuando el sismo es fuerte y prolongado.
- **Tipo de estructura de los edificios:** Las estructuras irregulares, tanto en planta como en altura, pueden amplificar los daños.

La principal amenaza sísmica en la región de Cusco proviene del sistema de fallas activas que rodea la ciudad (ver figura 49), donde se muestran las fallas en la ciudad de Cusco

#### **4.2.1.1 Falla de Tambomachay.**

Se encuentra ubicada en el borde norte de la ciudad del Cusco. Se extiende con dirección N 120° E a lo largo de 20 kilómetros, limitando una cuenca rellena por depósitos fluviales y

lacustres del Cuaternario. Su ubicación adyacente a la ciudad del Cusco (4 kilómetros) la convierte en un riesgo potencial (Ver figura 49).

La falla de Tambomachay presenta escarpes con alturas máximas de 600 metros, producto de la acumulación de sus movimientos verticales. Los escarpes más recientes, tienen alturas que varían entre 2 y 20 metros, y se ubican al pie de la cordillera.

#### **4.2.1.2 Falla de Cusco.**

La falla de Cusco se prolonga hasta Oropesa por el sur y la pampa de Anta por el norte, (ver figura 49). Por el sur, esta estructura parece conectarse con segmentos de la falla Tambomachay y del sistema de fallas de Pachatusan, para luego conformar o ser parte del sistema de fallas Zurite-Cusco Urcos-Sicuani. Hacia el norte, esta se prolonga hasta Izcuchaca y la pampa de Anta, conectándose con la Falla Zurite-Huarocondo de orientación este-oeste. Carlotto en (2011) afirman que la falla estaría sellada por depósitos cuaternarios de la formación San Sebastián.

#### **4.2.1.3 Falla de Chincheros.**

La falla de Chincheros se ubica a 8 kilómetros en dirección norte de la falla Tambomachay, con dirección este-oeste. Está representada por escarpes discontinuos que generan hasta 10 metros de desnivel de la superficie y que se emplazan a lo largo de 10 kilómetros sobre los 4200 m. s. n. m., formando parte de los sistemas de fallas cuaternarias y activas de la cordillera Oriental (ver figura 49).

La falla Chincheros se ubica a 11 kilómetros de la ciudad del Cusco, sus segmentos se emplazan entre los 3700 y 4300 m. s. n. m., se observan claros movimientos de tipo normal que afectan depósitos aluviales, fluvio-glaciares y morrenas.

#### **4.2.1.4 Falla de Qoricocha.**

La falla de Qoricocha se ubica a 6 kilómetros en dirección norte de la falla Tambomachay y es la prolongación sur de la falla Chincheros. Tiene una longitud de 8 kilómetros y se emplaza sobre una planicie ubicada entre 4000 y 4300 m. s. n. m. La ubicación de esta falla se muestra en la figura 49.

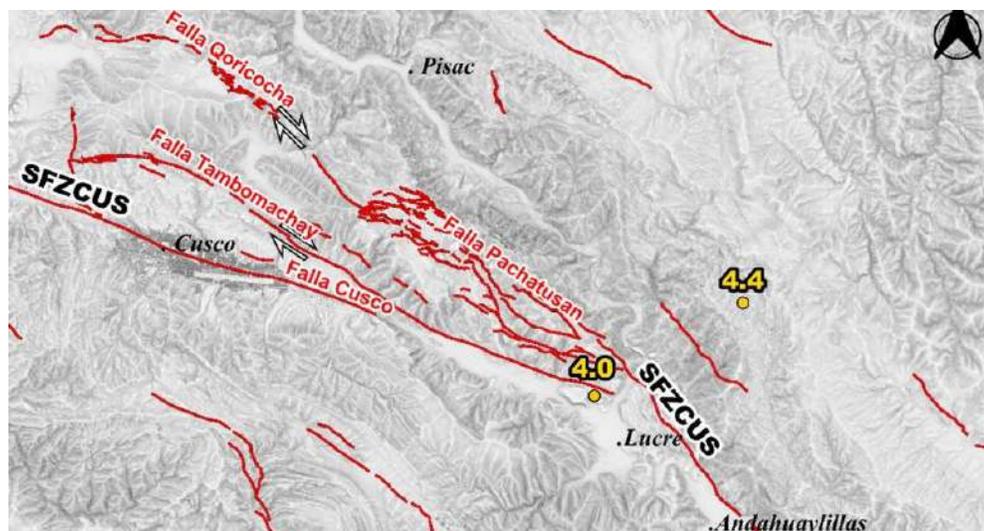
La falla de Qoricocha morfológicamente tiene la similitud con los escarpes de la falla Chincheros. Además de identificar que esta estructura afecta depósitos aluviales, fluvio-glaciares y morrenas, estas controlan y cortan depósitos volcánicos shoshoníticos cuaternarios (Kaneoka & Guevara, 1984; Carlier et al., 2005).

#### **4.2.1.5 Falla de Pachatusan.**

Está representada por segmentos discontinuos y paralelos que se emplazan en un área de 21 kilómetros de largo por 3.5 kilómetros de ancho con dirección promedio N 130° E, y en altitudes que varían entre 4100 y 4300 m. s. n. m. Se ubica al sureste de la ciudad del Cusco, aproximadamente a 5 kilómetros de distancia. Es parte de las fallas cuaternarias y activas ubicadas entre la cordillera Oriental-Altiplano y, aparentemente, es una prolongación de las fallas Chincheros y Qoricocha. La ubicación de esta falla se muestra en la figura 49.

#### **4.2.1.6 Falla de Tamboray.**

Se ubica con dirección norte-sur entre los extremos occidentales de las fallas Tambomachay y Chincheros, emplazándose a lo largo de 3.5 kilómetros. Tiene 2 metros de escarpe, afecta con movimiento de tipo normal con componente de rumbo sinistral el basamento rocoso (capas rojas) y los depósitos aluviales del Cuaternario, modificando; asimismo, los cursos de los ríos por el movimiento de rumbo de tipo sinistral. La ubicación de esta falla se muestra en la figura 49.



**Figura 49. Fallas geológicas de la región Cusco**

*Fuente: Sistema de Información para la Gestión del Riesgo de Desastres (SIGRID)*

#### **4.2.2 Sismicidad en la región del Cusco**

La ciudad del Cusco es considerada como una zona de alta actividad sísmo tectónica, (Huaman,1987), puesto que está rodeada de importantes sistemas de fallas y en las últimas décadas ha ocurrido sismos superficiales con magnitudes mayores a 5 ML, con posible origen en el sistema de fallas de Qoricocha, Tambomachay y Cusco.

#### **4.2.3 Análisis del peligro sísmico determinístico**

La evaluación del peligro sísmico determinístico, consiste en proponer un escenario sísmico específico para los edificios de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, el cual debe ser una representación de la generación de un evento sísmico característico para la zona proveniente de la fuente que se encuentra a la menor distancia del lugar de análisis. Este concepto permite estimar el movimiento del suelo directamente asociado a las dimensiones de las fallas geológicas o sismo de mayor magnitud ocurrido en un tiempo conocido, sin considerar y/o proporcionar información sobre la probabilidad de ocurrencia del evento seleccionado ni la probabilidad de ocurrencia del evento en el lugar asumido. Asimismo, no brinda información sobre el nivel de movimiento esperado en un periodo de tiempo

determinado, como la vida útil de la estructura, ni de los efectos de las incertidumbres de los diferentes pasos requeridos para calcular el nivel del movimiento sísmico esperado. Para la estimación de la magnitud de los sismos continentales más próximos a la zona, producidos por la ruptura de fallas superficiales que puedan tener influencia sobre la zona de estudio, se utilizó la información Neotectónica reciente y la expresión de Slemmons (1982) para fallas normales e inversas respectivamente, la cual está expresada como:

$$\begin{aligned} M_s &= 0.89 + 1.34 * \text{Log}(L) && \textit{Falla normal} \\ M_s &= 2.021 + 1.142 * \text{Log}(L) && \textit{Falla Inversa} \end{aligned}$$

Donde:

$M_s$ = Magnitud del sismo expresada en ondas superficiales,

$L$ = Longitud de ruptura en metros.

Para estimar las aceleraciones máximas esperadas en los edificios de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, producto de la actividad sísmica con origen en las fallas corticales ya identificadas, se utiliza la ley de atenuación propuesta por Patwardhan et al (1978) y Slemmons (1982), que está representado por:

$$A = 224 * e^{0.823 M_s} (R + C(M_s))^{-1.56}$$

Donde:

$M_s$ = Magnitud del sismo expresada en ondas superficiales,  $R$ = Distancia hipocentral en Km,  $C=0.864 * e^{0.46 * M_s}$

En la tabla 18, se muestra los resultados de las aceleraciones máximas por el método determinístico en los edificios de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.

***Tabla 18. Aceleración máxima de las fallas geológicas de la región del Cusco***

<b>Fuente</b>	<b>Tipo</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Distancia (Km)</b>	<b>Magnitud Ms</b>	<b><math>a_{max}</math> (g)</b>
Falla Tambomachay	Inversa	22000	4.02	6.7	0.29
Falla Qoricocha	Inversa	6000	9.8	5.95	0.18
Falla Cusco	Inversa	25000	0.42	6.78	0.31
Falla Pachatusan	Inversa	7000	9.25	6.04	0.19
Falla Tamboray	Inversa	3500	9.04	5.63	0.16

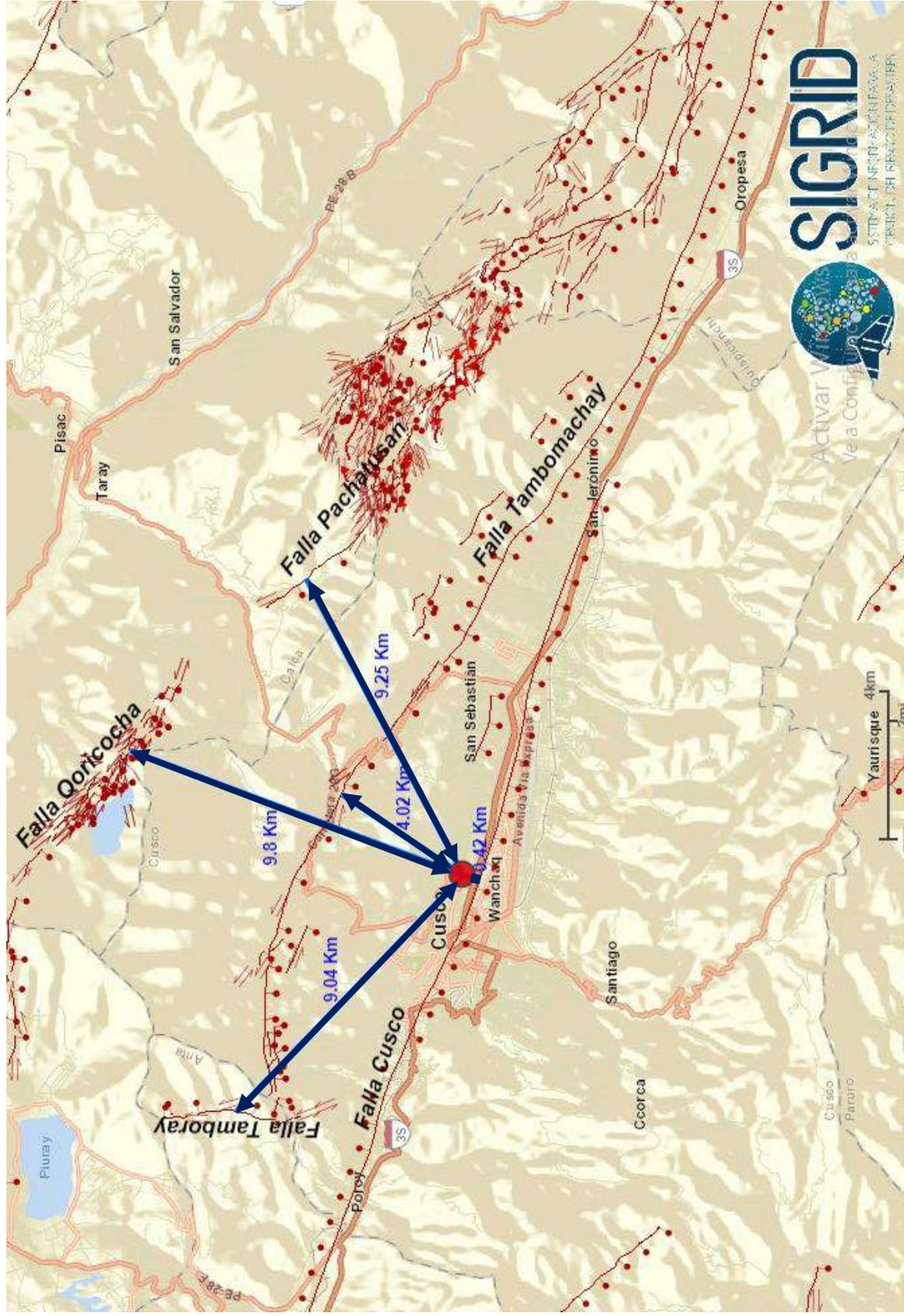


Figura 50. Fallas geológicas y punto de estudio  
Fuente: Sistema de Información para la Gestión del Riesgo de Desastres (SIGRID)

#### **4.2.4 *Análisis del peligro sísmico probabilístico***

La metodología del análisis probabilístico se expresa mediante curvas de probabilidad de excedencia y aceleración espectral las cuales permiten estimar espectros utilizando la aceleración máxima del suelo.

La evaluación del peligro sísmico por el método probabilístico (Probabilistic Seismic-Hazard Assessment, PSHA) se usó el software R-CRISIS v20.3.0 (Ordaz y otros, 2013). El software requiere de datos de fuentes sismogénicas y sus parámetros de fuentes sismogénicas, los cuales, fueron tomados de “actualización del programa de cómputo orientado a la determinación del peligro sísmico en el país” (SENCICO, 2016).

El análisis por el método de peligro sísmico de nuestro país emplea leyes de atenuación para medir la aceleración máxima del suelo. Las leyes de atenuación utilizadas para nuestro país se basan en función a las fuentes sismogénicas: Para fuentes interfase e intraplaca se utiliza las propuestas presentadas por Young et al. (1997) y para las fuentes continentales se utiliza la propuesta de Sadigh, et al. (1997).

La ciudad del Cusco presenta una alta actividad sísmica producto de las fallas geológicas con probabilidad de ocurrencia. El software R-CRISIS v20.3.0 (Ordaz y otros, 2013) realiza un análisis de movimiento sísmico con parámetros de magnitud de acuerdo a SENCICO (2016).

R-CRISIS v20.3.0 (Ordaz y otros, 2013) es un programa de cálculo de riesgo sísmico. Para la presente investigación se utilizó la versión más reciente de R-CRISIS 2020, una solución mundialmente conocida para realizar análisis probabilísticos de peligros sísmicos (PSHA). El lenguaje de software está basado en los autores Esteva (1967) y Cornell (1968), esta cuenta con un set de datos de fuentes sísmicas con sus respectivas tasas sísmicas uniformes. El enfoque de la metodología está basado en el cálculo de estimaciones probabilísticas de intensidad provocados

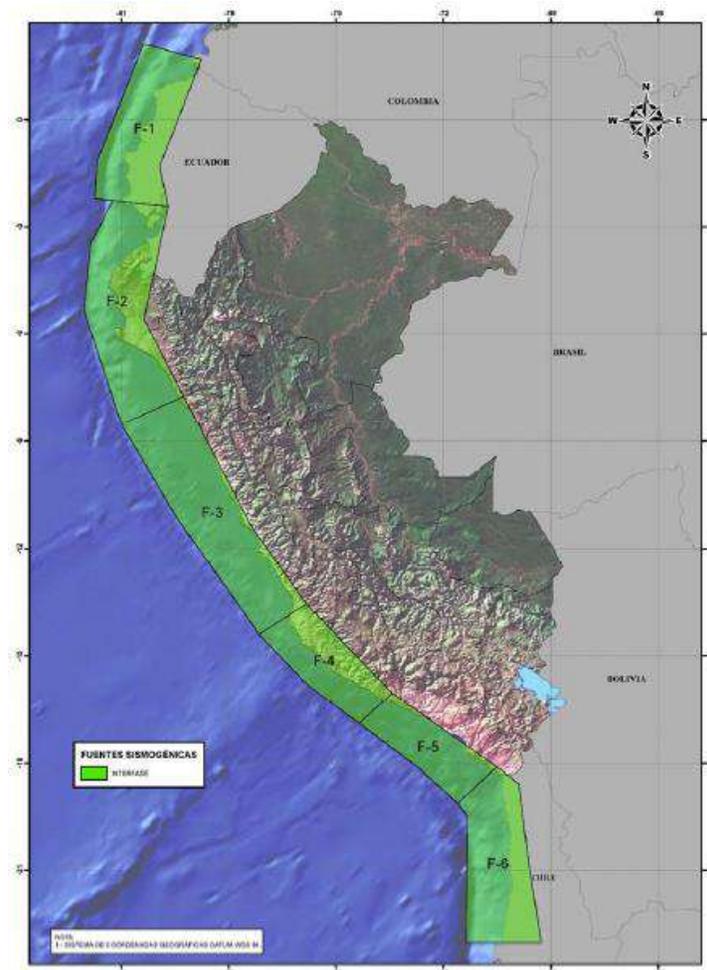
por el estudio de sitio usando modelos predictivos, esto con la finalidad de calcular la probabilidad total de excedencia.

#### **4.2.4.1 Fuentes Sismogénicas.**

En el Perú existen 3 fuentes sismogénicas, distribuidas en fuentes interfase, fuentes intraplaca y fuentes continentales (SENCICO, 2016). La distribución de estas fuentes sismogénicas se basa en el área de influencia de los epicentros, tiempo de ocurrencia, magnitud e intensidad del movimiento sísmico (SENCICO, 2016). La principal actividad sísmica del Perú es debido a la interacción de las placas de Nazca y la placa Sudamericana. En base a diversos trabajos desarrollados por diferentes autores se tiene en total 29 fuentes sísmica (SENCICO, 2016).

##### ***4.2.4.1.1 Fuente de subducción Interfase.***

En esta zona, los sismos ocurren debido al roce entre la placa de nazca y la placa sudamericana. En esta área los terremotos son de gran magnitud. Esta zona cuenta con 6 fuentes sísmicas (ver figura 51), las coordenadas geográficas (Latitud y longitud) y profundidad (Km) se observa en el anexo 6 en la parte de fuente sísmica de interfase.

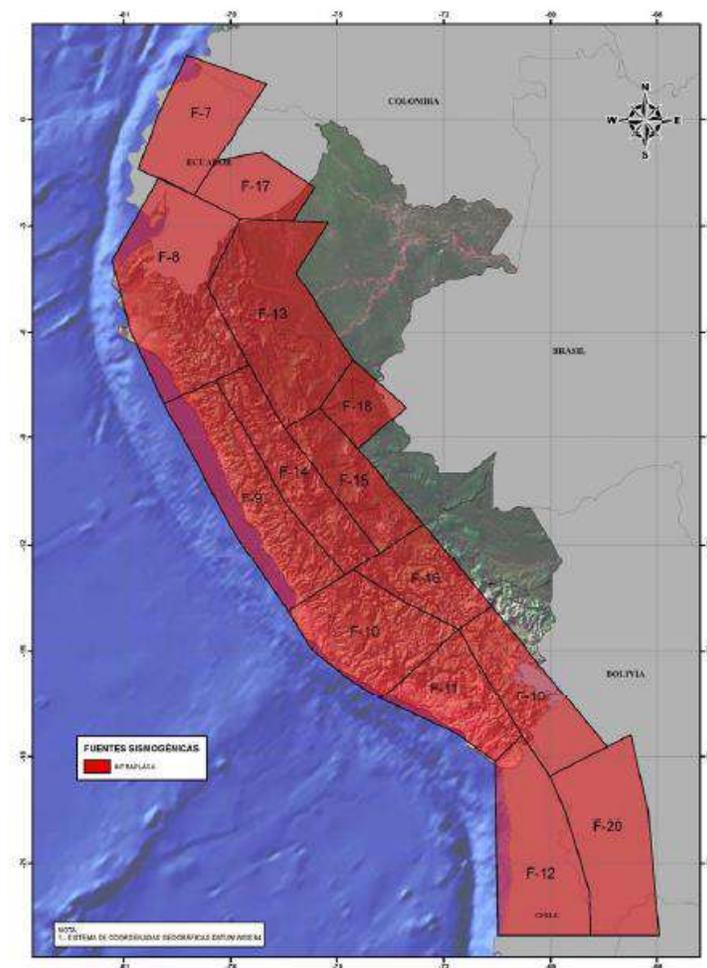


**Figura 51. Localización de las fuentes sísmicas Interfase**

*Fuente:* Adaptado de “Actualización del programa de computo orientado a la determinación del peligro sísmico en el país” (pag. 25) por SENCICO, 2016.

#### **4.2.4.1.2 Fuente de subducción Intraplaca.**

Los sismos ocurren entre 40 Km y 300 Km, corresponden a sismos de falla normal ubicados dentro de la placa de Nazca, la magnitud de los sismos son intermedios. En esta zona cuenta con 10 fuentes sísmicas de intraplaca superficial F7, F8, F9, F10, F11, F12, F13, F14, F15 y F16 (SENCICO,2016), y 4 fuentes sísmicas de intraplaca intermedia F17, F18, F19 y F20 (SENCICO, 2016), tal como se observa en la figura 52. Las coordenadas geográficas (Latitud y longitud) y Profundidad (Km) se observan en el anexo 6 en la parte de coordenadas geográficas de la fuente sísmica intraplaca.

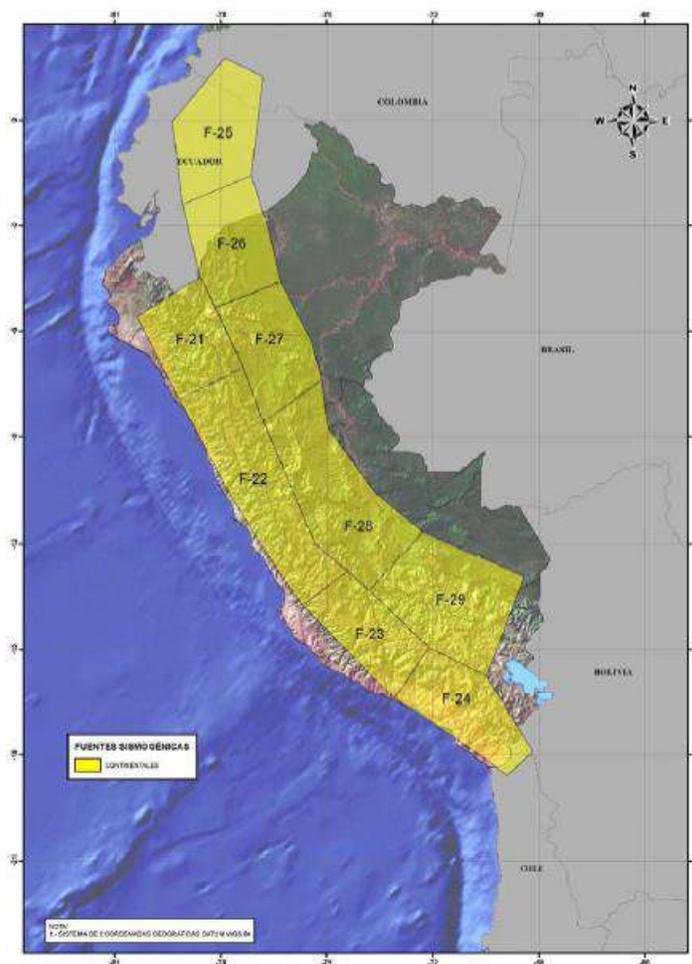


**Figura 52. Coordenadas geográficas de la fuente sísmica Intraplaca**

*Fuente:* Adaptado de “Actualización del programa de computo orientado a la determinación del peligro sísmico en el país” (pag. 26) por SENCICO, 2016.

#### **4.2.4.1.3 Fuentes Continentales.**

Las fuentes continentales también conocido como fuentes corticales, estos sismos ocurren dentro de la placa sudamericana a profundidades <40Km, también ocurre producto a fracturas, fallas geológicas a muchos kilómetros. Esta zona tiene 9 fuentes sismogenicas (SENCICO,2016), estos se aprecian en la figura 53. Las coordenadas geográficas (Latitud y longitud) y Profundidad (Km) se observan en el anexo 6 en la parte de coordenadas geográficas de la fuente sísmicas continentales.



*Figura 53. Coordenadas geográficas de las fuentes sísmicas Continentales*

*Fuente: Adaptado de “Actualización del programa de computo orientado a la determinación del peligro sísmico en el país” (pag. 27) por SENCICO, 2016.*

Las fuentes de las figuras 51, 52 y 53 están en base a subducción de placas tectónicas. La geometría de las fuentes se diseñó de acuerdo al modelo dado por Cahill & Isack (1992).

#### **4.2.4.1.4 Parámetros de las fuentes Sismogénicas.**

La tabla 19 representa los parámetros de las fuentes sismogénicas en el Perú, el cual representa la distribución de sismos sobre el volumen de influencia de las fuentes sísmicas (SENCICO, 2016).

Los cálculos de la magnitud máxima y mínima están representados por el modelo exponencial no truncado de Gutteberg y Richter (SENSICO,2016). La tasa se determina por medio de periodos y magnitudes del catálogo sísmico (SENSICO, 2016). El método de Weichert (1980) determina los parámetros de recurrencia sísmica, la metodología principalmente se basa en los valores de  $N_0$  y  $\beta$  (se determina por procedimientos iterativos), esto se observa en la tabla 19.

*Tabla 19. Parámetros de las fuentes sismogénicas en el Perú*

Fuente	Parámetros Sismológicos			
	$M_{\min}$	$M_{\max}$	$\beta$	Tasa
F1	4.3	8.1	1.286	3.1
F2	4.5	8	1.302	4.2
F3	4.8	8.4	1.732	3.98
F4	4.4	8.4	1.73	6.62
F5	4.8	8.4	1.473	2.58
F6	4.5	8.4	1.344	3.53
F7	4.1	7.9	0.991	1.3
F8	4.4	6.6	1.99	3.38
F9	4.5	7.9	1.939	6.51
F10	4.5	7	1.805	6.57
F11	4.8	7.8	2.251	4.85
F12	4.8	7.7	2.58	19
F13	4.3	7.4	1.491	3.71
F14	4.2	6.6	1.28	2.07
F15	4.6	6	2.334	2.52
F16	4.1	6.9	1.307	1.25
F17	4.4	7.3	1.697	3.87
F18	4.8	7.1	2.413	3.13
F19	4.8	7	2.307	2.92
F20	4.5	7.7	2.352	11.7
F21	4	7.1	0.58	0.461
F22	4.1	7.2	1.068	1.32
F23	4.5	7	1.384	0.675
F24	4.4	7.4	1.314	1.28
F25	4.2	7	1.133	2.04
F26	4.6	6.7	1.384	0.889
F27	4.8	6.8	2.162	1.27
F28	4.5	7	1.667	2.85
F29	4.3	7.1	1.259	1.42

*Fuente:* Adaptado de “Actualización del programa de computo orientado a la determinación del peligro sísmico en el país” (pag. 29 y 30) por SENCICO, 2016.

#### **4.2.4.2 Mapa de peligrosidad sísmica de la región cusco.**

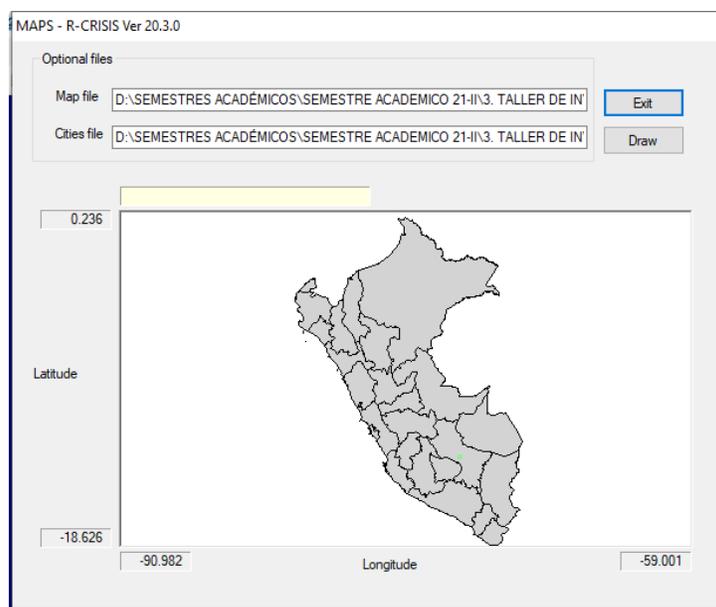
Se utilizó una información básica para elaborar el mapa de la peligrosidad sísmica de la región del Cusco, para lo cual, se utilizó 29 fuentes sísmicas (SENCICO, 2016). Así mismo, se identificó los parámetros del número de Ordenadas Espectrales y el periodo estructural para cada ordenada espectral y leyes de atenuación (las cuales son muy determinantes para los resultados). Cabe resaltar que las diversas fuentes de información existentes para el Perú han permitido elaborar este trabajo.

##### **4.2.4.2.1 *Evaluación y Análisis de peligro sísmico en el Software R-CRISIS.***

CRISIS V.20.3.0 es un software basado en el cálculo probabilístico de peligro sísmico (PSHA) usando un enfoque probabilístico que permite el análisis de resultados en términos de respuesta de diferente característica (gráficos de probabilidad de excedencia, conjunto de evento sísmicos).

El presente software utiliza sus análisis en proyectos a diferentes escalas y en la zonificación sísmica para el coeficiente sísmico en países de América Latina y el caribe.

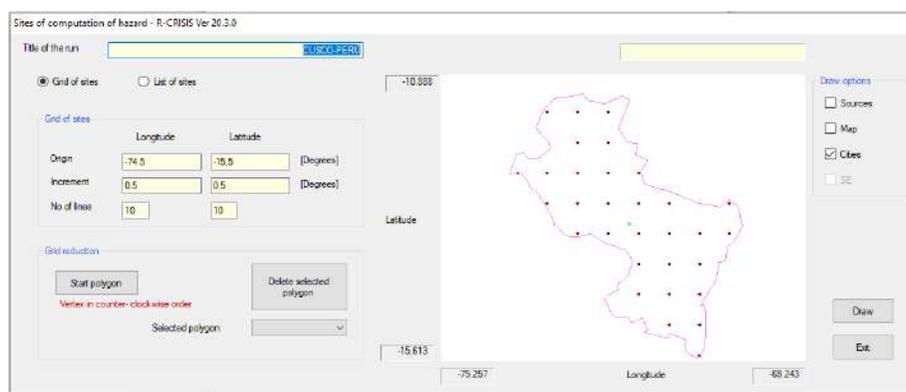
CRISIS v.20.3.0 fue analizado y elaborado por profesionales del entorno de peligro sísmico probabilístico (PSHA). El software cuenta con herramientas adecuadas para el análisis y el cálculo de peligro sísmico entorno al método probabilístico. El programa calcula la amenaza sísmica considerando las probabilidades de ocurrencia de terremotos, características de atenuación y la distribución geográfica de terremotos. Los resultados de peligrosidad sísmica se obtienen principalmente, para cada sitio de cálculo, en términos de probabilidades de exceder un valor de intensidad dado dentro de diferentes marcos de tiempo, también es posible obtener resultados en términos de probabilidades de no excedencia y tasas de excedencia anual equivalentes.



**Figura 54. Introducción del mapa en el software**

*Fuente: R-CRISIS V.20.3.0*

#### 4.2.4.2.2 Creación de la malla de trabajo.

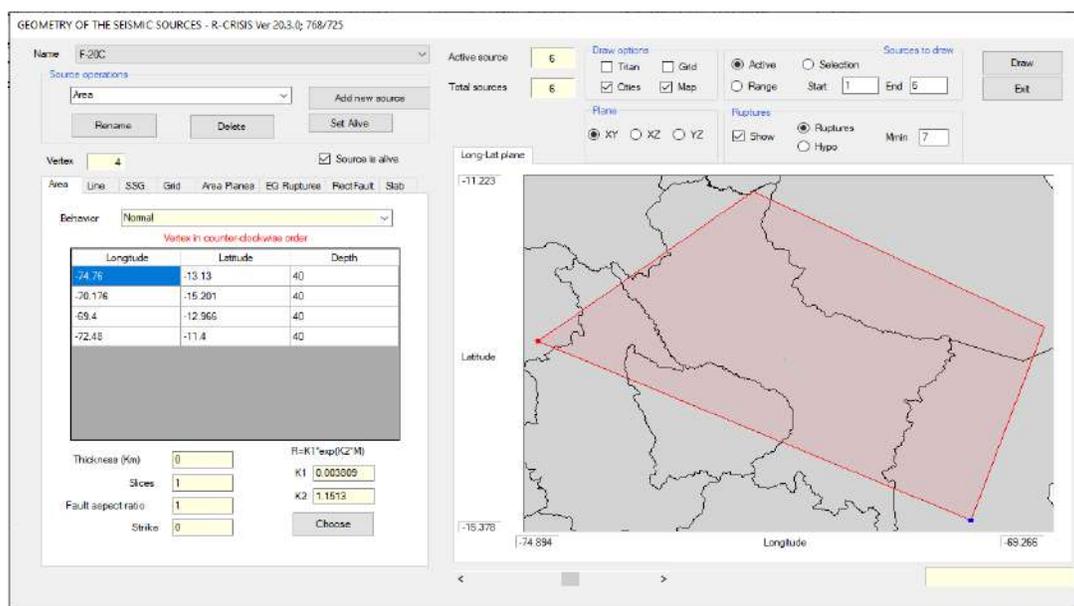


**Figura 55. Malla de trabajo del software R-crisis**

*Fuente: R-CRISIS V.20.3.0*

La figura 55 se observa el grillado con incrementos de 0.5 en cada dirección, tomamos como punto de origen longitud:  $-74.5^\circ$  y latitud:  $-15.5^\circ$  con 10 líneas en cada uno de ellos, luego se realiza un trazo de la zona en estudio para ello usaremos “star polygon” para delimitar el trazo del análisis.

### 4.2.4.2.3 Geometría de las fuentes sísmicas.

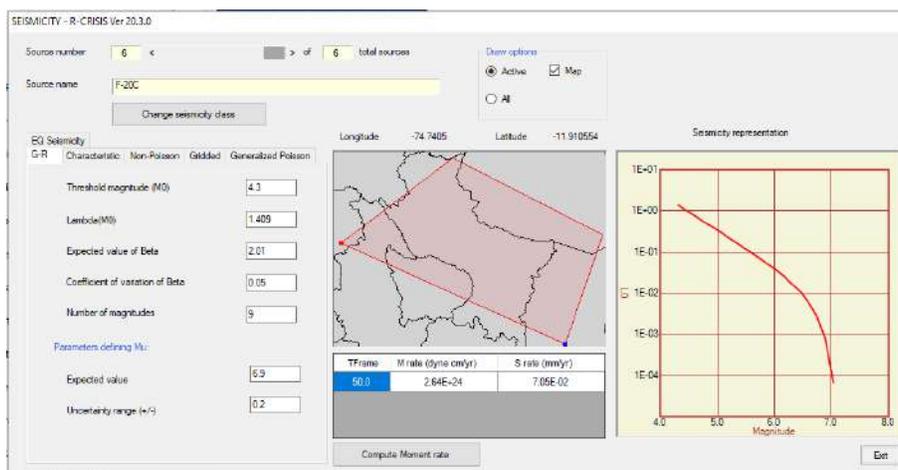


**Figura 56. Geometría de las fuentes sismogénicas en el software**

*Fuente: R-CRISIS V.20.3.0*

En la figura 56 se colocan los parámetros de las coordenadas geográficas son trabajados desde la bibliografía de SENCICO (2016), para el presente estudio se realizó la introducción de 29 fuentes sísmicas. Los parámetros de fuente sísmica son introducidos al software R-CRISIS V20.3.0, los vértices de las coordenadas geográficas se introducen en sentido anti horario. Los parámetros introducidos son las Longitud, Latitud y profundidad, con los cual se determina el radio de estudio, donde se observa diferentes planos de estudio, en nuestro caso el plano XY.

#### 4.2.4.2.4 *Parámetros sísmológicos de la fuente.*



**Figura 57. Parámetros sísmológicos de la fuente sísmica en el software**

*Fuente: R-CRISIS V.20.3.0*

Los parámetros de Gutenberg y Richter introducidos en el software son obtenidos de la bibliografía de SENCICO (2016), en total se introdujo 29 fuente sísmicas. En el presente estudio el software trabaja con los modelos de Gutenberg y Richter. La figura 57, muestra los parámetros para la presente fuente sísmica tienen magnitud mínima (4.3), magnitud máxima (6.9), parámetro beta (2.010) y parámetro de excedencia de magnitudes (1.409) calculándose los parámetros de momento rate y la representación sísmica.

#### 4.2.4.2.5 *Coordenadas espectrales.*

INTENSITIES FOR EACH SPECTRAL ORDINATE - R-CRISIS Ver 20.3.0

**Spectral ordinates**

Total number of spectral ordinates: 10

Actual spectral ordinate: 1

Structural period of actual spectral ordinate: 0

Lower limit of intensity level: 0.01

Upper limit of intensity level: 1

**Spacing**

Log  Linear  PEER  Large PEER

**General values**

Units: g

Number of levels of intensity for which seismic hazard will be computed: 10

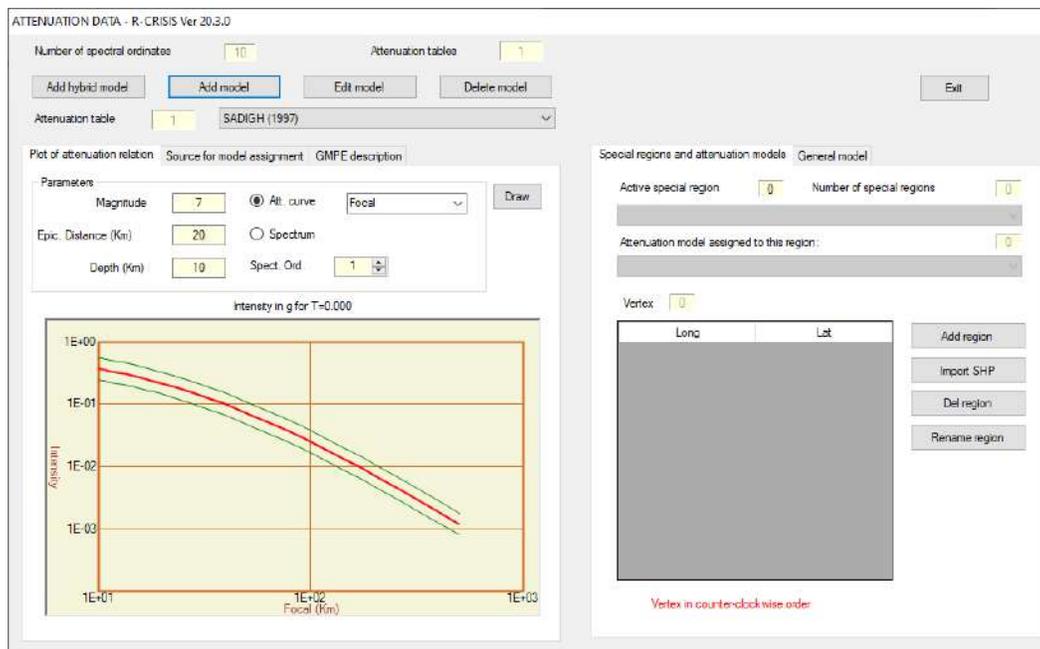
Exit

**Figura 58. Ordenadas espectrales en el software**

*Fuente: R-CRISIS V.20.3.0*

Los datos de ordenadas espectrales, son los parámetros espectrales de periodos, intensidades y aceleración a evaluar para ello en la figura 58 se ha considerado 10 parámetros en las abscisas y para 10 ordenadas espectrales y cada uno con sus respectivos periodos de 0 a 4 segundos.

#### 4.2.4.2.6 *Leyes de atenuación.*



**Figura 59. Ley de atenuación de Sadigh Software R-Crisis**

*Fuente: R-CRISIS V20.3.0*

Las leyes de atenuación utilizadas para el presente proyecto son Sadigh (1997) y Young (1997). Para la presente fuente sísmica, el cual se muestra en la figura 59 se asignó la ley de atenuación de Sadigh, et. Al (1997) el cual tiene una magnitud de 7, distancia epicentral de 20 y profundidad de 10Km, finalmente obtenemos un gráfico de coordenada vertical en gals y tiempo en segundos.

#### 4.2.4.2.7 Evaluación de peligro sísmico método probabilístico.

$$P(\lambda, \Delta t) = 1 - e^{-\lambda \Delta t}$$

2% PE en 50 años

$$0.02 = 1 - e^{-\lambda(50)}$$

$$\lambda = 0.000404$$

Periodo de retorno:

$$Tr = \frac{1}{\lambda} = \frac{1}{0.000404} = 2,475 \text{ años}$$

10% PE en 50 años

$$0.1 = 1 - e^{-\lambda(50)}$$

$$\lambda = 0.002107$$

Periodo de retorno:

$$Tr = \frac{1}{\lambda} = \frac{1}{0.002107} = 474.6 \text{ años}$$

GLOBAL PARAMETERS - R-CRISIS Ver 20.3.0

Integration parameters

Maximum integration distance  km

Minimum triangle size  km

Minimum Distance/Triangle Size ratio

CAV filter

Filter type

Time frame	Map return period (years)	PE in 50 years
50	100	3.93E-01
	250	1.81E-01
	500	9.52E-02
	1000	4.88E-02
	2500	1.98E-02

Exit

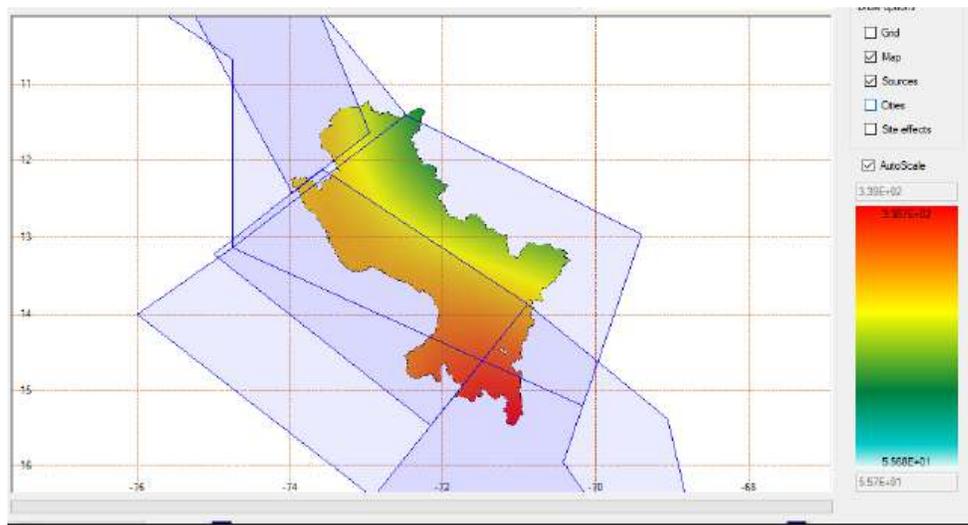
Figura 60. Periodo de retorno en el software R-CRISIS

Fuente: R-CRISIS V20.3.0

Luego, en la figura 60 llenaremos nuestros parámetros globales el cual representaran la máxima distancia para cada ley de atenuación el cual será 500 km de radio, con una triangulación de 11km de lado y una relación de distancia de ambos de lado del triángulo, los periodos de retorno a analizar serán de 100, 250, 500, 1000, 2500 años.

#### 4.2.4.2.8 Peligro sísmico de la región cusco.

Finalmente procedemos con las curvas de tasa de excedencia y el espectro del peligro, en este caso del departamento de Cusco será para la tasa de excedencia en 0 segundos con una intensidad de 0.25 gal para un periodo de 50 años de retorno como se muestra en la figura 61.



**Figura 61.** Mapa de Peligro sísmico de la región Cusco en el software R-CRISIS

*Fuente: R-CRISIS V20.3.0*



**Figura 62:** Tasa de excedencia y espectro de peligro Software R-Crisis

*Fuente: R-CRISIS V20.3.0*

- ✓ En la figura 62 el gráfico de la izquierda tasa de excedencia de 0.1 seg. En 50 años nos muestra que la intensidad incrementará en 0.01 veces en cada año.
- ✓ En la figura 62 el gráfico de la derecha de espectro de aceleraciones, se observa una aceleración máxima de 261.93 gals para diferentes periodos estructurales de la zona de estudio.

#### 4.2.5 *Determinación del periodo fundamental del suelo por el método de Nakamura*

El periodo fundamental del suelo depende de las variables de las propiedades del suelo, la rigidez, densidad y profundidad de los estratos. Los suelos blandos, arcillosos o arenosos, tienen periodos más largos y los suelos más rígidos, tienen periodos más cortos.

Si el periodo del suelo coincide con el periodo de la estructura ocurre la resonancia, amplificando las vibraciones e incrementando el riesgo de daños.

El ensayo consistió en la colocación de acelerómetros triaxiales en tres puntos seleccionados de la Facultad de Ingeniería Civil, de acuerdo al Manual de SESAME (2000). Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 20. Para más detalles, consultar el anexo 2.

*Tabla 20. Periodo fundamental del suelo en la FIC*

<b>DATO</b>	<b>UTM Este (m)</b>	<b>UTM Norte (m)</b>	<b>Frecuencia <math>f_o</math> (Hz)</b>	<b>Periodo <math>T_o</math> (s)</b>
01	179587	8503362	1.668	0.599
02	179629	8503340	1.736	0.576
03	179646	8503355	2.500	0.40
			<b>Prom</b>	0.525

*Tabla 21. Parámetros de tipo de suelo según la norma E031*

<b>Suelo Tipo <math>T_s</math> (s)</b>		
S0	Roca dura	< 0.15
S1	Roca o suelos muy rígidos	< 0.30
S2	Suelos intermedios	< 0.40

S3	Suelos blandos	< 0.60
----	----------------	--------

La tabla 20 presenta los resultados de los tres ensayos realizados para determinar el periodo fundamental del suelo, observándose un promedio de 0.525 s. Este valor es inferior a 0.60, según los parámetros establecidos en la norma E031 (ver tabla 21), lo que nos lleva a concluir que el tipo de suelo en el presente proyecto de investigación corresponde a un suelo blando (S3)."

#### 4.2.6 *Resumen de peligro sísmico*

Mediante el análisis de peligro sísmico determinístico, se determinó que la falla de Cusco es la que generaría la mayor aceleración sísmica, con un valor de 0.31g, lo que indica que, en caso de un sismo originado por esta falla, la región experimentaría una aceleración sísmica máxima relativamente alta, mientras que las otras fallas como Tambomachay, Pachatusan, Qoricocha, y Tamboray también contribuyen significativamente al peligro sísmico en la región, con aceleraciones máximas que varían entre 0.16g y 0.29g. (Ver tabla 22). Estas aceleraciones son cruciales para las normas de diseño sísmico, ya que permiten determinar la intensidad con la que las estructuras deben ser diseñadas para resistir los efectos de sismo. Cuanto mayor es la aceleración máxima, mayor será la energía sísmica que una estructura deberá absorber.

Para el cálculo de la aceleración máxima se utilizó la ley de atenuación propuesta por Patwardhan (1978) y Slemmons (1982).

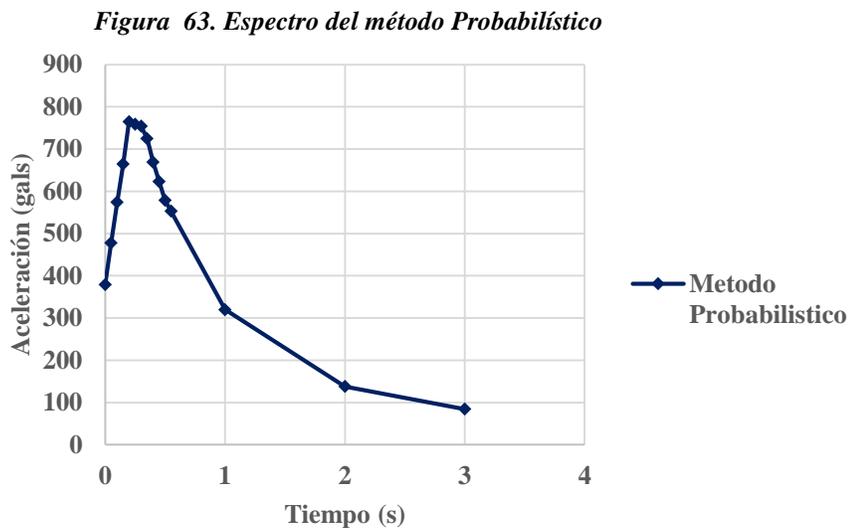
*Tabla 22. Aceleración máxima de las fallas geológicas de la región del Cusco*

Fuente	Tipo	Longitud (m)	Distancia (Km)	Magnitud Ms	$a_{max}$ (g)
Falla Tambomachay	Inversa	22000	4.02	6.7	0.29
Falla Qoricocha	Inversa	6000	9.8	5.95	0.18
Falla Cusco	Inversa	25000	0.42	6.78	0.31
Falla Pachatusan	Inversa	7000	9.25	6.04	0.19
Falla Tamboray	Inversa	3500	9.04	5.63	0.16

El análisis de peligro sísmico probabilístico para la región de Cusco (Perayoc) revela que la aceleración sísmica máxima esperada es de 765.00 gals para un período de retorno de 2475 años,

lo cual indica que, en el caso de un sismo de gran magnitud, se pueden esperar niveles elevados de aceleración del suelo. (Ver figura 63).

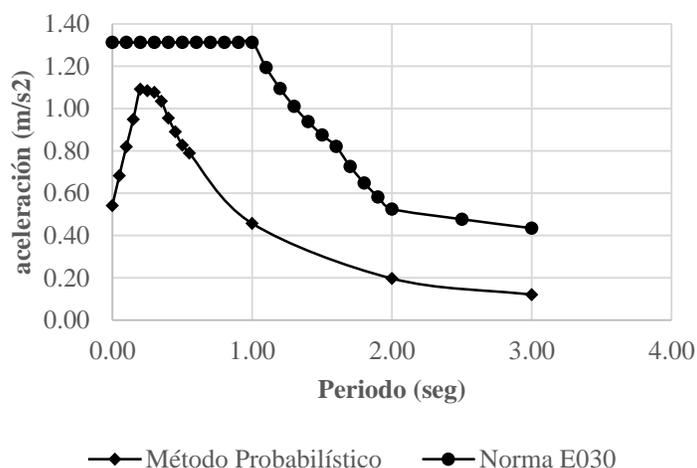
Periodo (seg.)	Aceleración (gals)
0.00	379.00
0.05	478.00
0.10	574.00
0.15	665.00
0.20	765.00
0.25	759.00
0.30	754.00
0.35	725.00
0.40	669.00
0.45	623.00
0.50	579.00
0.55	553.00
1.00	320.00
2.00	138.00
3.00	84.50



Para tener un espectro probabilístico propio de la zona de estudio se procedió a determinar el periodo fundamental del suelo, utilizando el método de Nakamura. Este ensayo fue aplicado en tres puntos de la Facultad de Ingeniería Civil de la región de Cusco, obteniendo los siguientes valores: 0.599s, 0.576s y 0.40s. Según las recomendaciones del Manual SESAME (2000), se promedia estos valores obteniendo un periodo fundamental promedio de 0.525 s y de acuerdo con los parámetros de la norma E031, el valor se encuentra entre los valores 0.40 s y 0.60 s, lo que clasifica al suelo como un suelo blando (S3). Esto significa que el suelo tiene una respuesta dinámica que podría amplificar las ondas sísmicas, lo que requiere un diseño sísmico más robusto para las estructuras que se encuentren sobre este tipo de terreno.

Por lo tanto, el factor suelo es de tipo S3 y la ubicación de los edificios en estudio se encuentra en zona sísmica 2 de acuerdo a la norma E030, entonces el factor de suelo resultante es 1.4.

La Figura 64 muestra la comparación entre el espectro de aceleración de la norma E030 y el espectro ajustado por el factor de suelo del método probabilístico. Esta comparación es importante porque refleja cómo el factor de suelo S3 (1.4) afecta el comportamiento sísmico de la zona de estudio



**Figura 64. Espectro del método probabilístico y norma E030**

Por lo tanto, para la presente investigación se ha decidido utilizar el espectro de aceleración de la norma E030, ya que presenta valores máximos en comparación con el espectro generado por el método probabilístico, para asegurar que el diseño sísmico de las estructuras sea más robusto y esté mejor preparado para soportar un mayor nivel de movimiento sísmico.

### 4.3 Diagnóstico actual de los edificios de la facultad de ingeniería civil

Galdós y Núñez (2020), en su tesis de investigación “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica en los edificios de la escuela profesional de ingeniería civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, distrito Cusco, 2018” señalaron que los bloques A, B y C de la Facultad de Ingeniería Civil tiene una media Vulnerabilidad Sísmica. Por lo cual, concluyen que dichos bloques no alcanzan el nivel de desempeño sísmico esperado.

### 4.3.1 Estudio Preliminares

#### 4.3.1.1 Propiedades del concreto.

La resistencia a compresión para el diseño de estructuras para los bloques A, B y C en la presente investigación fue adoptada de la tesis titulada “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los edificios de la escuela profesional de ingeniería civil de la UNSAAC, Cusco, 2018” (Galdos&Nuñez,2020).

#### 1. Bloque A:

Para el análisis de las edificaciones en estudio, el material utilizado es concreto armado. En este contexto, es importante destacar la resistencia a compresión de diseño de las columnas, viga y losas.

La tabla 22 se muestra la resistencia a compresión de diseño de la columna. En este caso, los resultados obtenidos de las pruebas de extracción de núcleos de concreto mostraron resistencias superiores a 210 kg/cm<sup>2</sup>, es por ello que se ha decidido adoptar 210 kg/cm<sup>2</sup> como la resistencia de diseño para las columnas. Este valor es considerado como una resistencia conservadora y segura para el análisis. (Galdos & Núñez, 2020).

La tabla 23 muestra las resistencias asumidas para vigas y losas de concreto, estas resistencias se determinan con base en las especificaciones del material utilizado y los estándares de diseño para concreto armado. Asimismo, en las tablas 23 y 24 se incluyen los módulos de elasticidad para los distintos elementos estructurales.

**Tabla 23. Resistencia de diseño para la estructura en análisis del bloque A**

Nivel	Resistencia del concreto a compresión	Módulo de elasticidad
	Columna (kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )
1ro al 6to nivel	210	217370.65

*Tabla 24. Resistencia a compresión asumida para vigas y losa del bloque A*

Nivel	Resistencia del concreto a compresión		Módulo de elasticidad (kg/cm <sup>2</sup> )
	Viga (kg/cm <sup>2</sup> )	Losa (kg/cm <sup>2</sup> )	
Iro al 6to nivel	210	210	217370.65

## 2. Bloque B y C:

Para el análisis de las edificaciones en estudio, el material utilizado es concreto armado. En este contexto, es importante destacar la resistencia a compresión de diseño de las columnas, viga y losas.

La tabla 25 muestra las resistencias a compresión obtenidas de los núcleos de concreto extraídos de las columnas de los pisos primero, tercero y quinto del bloque B y para el segundo y cuarto piso, se ha asumido una resistencia promedio calculada a partir de los valores de los pisos superior e inferior de la estructura, ya que no se realizaron extracciones de núcleos en estos pisos específicos (Galdos & Núñez, 2020).

La tabla 26 muestra las resistencias asumidas para placas, vigas y losas, ya que no se realizaron pruebas de núcleo en estos elementos.

La tabla 27 presenta los módulos de elasticidad asociados a las diferentes resistencias de concreto en los bloques B y C, fundamentales para el cálculo de deformaciones.

*Tabla 25. Resistencia de diseño para la estructura de los bloques B y C.*

Nivel	Resistencia del concreto a compresión
	Columna (kg/cm <sup>2</sup> )
Primer Nivel	99.40
Segundo Nivel	135.705
Tercer Nivel	172.01
Cuarto Nivel	155.755
Quinto Nivel	139.50

*Tabla 26. Resistencia asumida en viga, placa, y losa en los bloques B y C*

Nivel	Resistencia del concreto a compresión		
	Placa (kg/cm <sup>2</sup> )	Viga (kg/cm <sup>2</sup> )	Losa (kg/cm <sup>2</sup> )
Primer Nivel	210	210	210
Segundo Nivel	210	210	210
Tercer Nivel	210	210	210
Cuarto Nivel	210	210	210
Quinto Nivel	210	210	210

#### **Módulo de elasticidad según la resistencia.**

*Tabla 27. Módulo de elasticidad según la resistencia para los bloques B y C*

Resistencia de Diseño	Ec (kg/cm <sup>2</sup> )
210	217370.65
99.40	159990.035
135.505	186938.033
172.01	210463.404
155.755	200272.234
139.50	189533.877

#### **4.3.2 Evaluación de la distribución de acero**

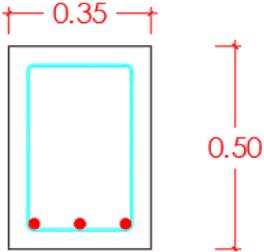
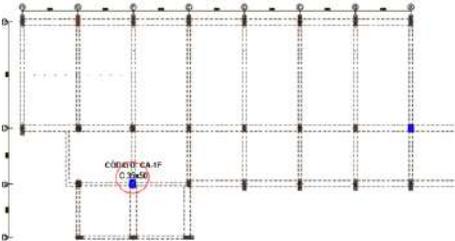
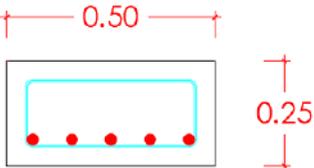
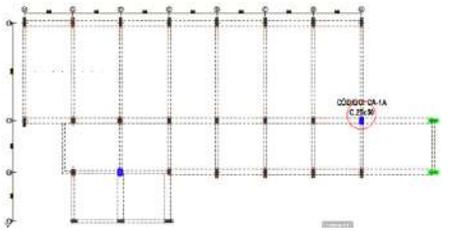
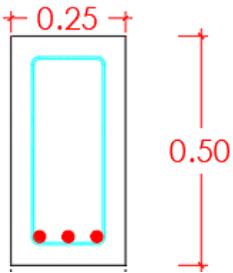
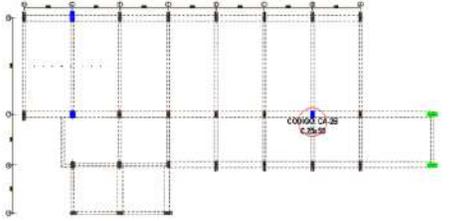
La evaluación de la distribución de acero en los bloques A, B y C se realizó con el equipo MULTIFUNCTION REBAR DETECTOR de modelo R800 de la empresa ZBL SCI & TECH. La evaluación consiste en la detección de acero horizontal y vertical (estribos), el equipo emite una onda electromagnética para la detección de acero.

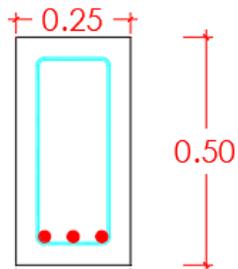
En los planos estructurales (ver anexo 8) se muestra la distribución de acero vertical (estribos) e horizontal, el cual, mediante el ensayo de detección de acero se verifica la distribución de acero de refuerzo en los elementos estructurales (columnas, vigas y nudos).

Según Galdos&Nuñez (2020) la resistencia a fluencia de los aceros de refuerzo es 4200 Kg/cm<sup>2</sup> para todos bloques en estudio de la facultad de Ingeniería Civil. Las estructuras en análisis se realizó el ensayo de detección de acero, donde se seleccionó de forma aleatoria elementos estructurales (Vigas, columnas y nudos) en diferentes niveles de los bloques A, B y C.

La prueba consistió en la ubicación del acero de refuerzo, en la cuantificación y determinación de los diámetros para su posterior evaluación. La ubicación de los elementos estructurales escaneados y la distribución de aceros en los diferentes elementos se observa en el anexo 4. A continuación, se muestran de la tabla 28 al 35; que son un resumen de la distribución de acero transversal (estribos) y esquema de secciones de las columnas, vigas y nudos de los bloques A, B y C.

*Tabla 28. Distribución de acero transversal en vigas del bloque A*

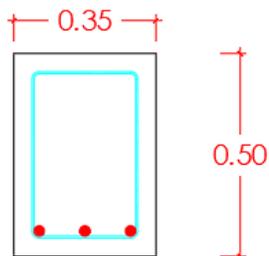
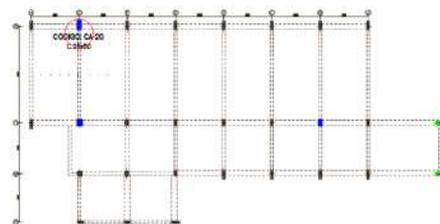
ID DE ELEMENTO	UBICACIÓN
COLUMNA	NIVEL
 <p>CA-1F 1@7,1@6,2@5,1@4,1@6,1@5,1@4,1@6,1@26,1@27</p>	Primer nivel 
 <p>CA-1A 2@5,1@4,1@6,1@8,1@6,1@4,1@5,1@7,1@5,1@25,1@26</p>	Primer nivel 
 <p>CA-2B 1@7,1@6,1@4,1@5,1@6,1@5,1@6,1@7,1@4,1@5,1@25,1@26</p>	Segundo nivel 



CA-2G

1@6,1@6,1@8,1@5,2@6,1@4,1@6,1@8,1@5,1@27

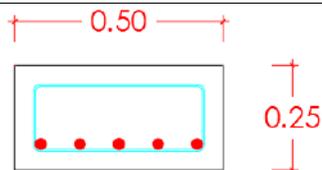
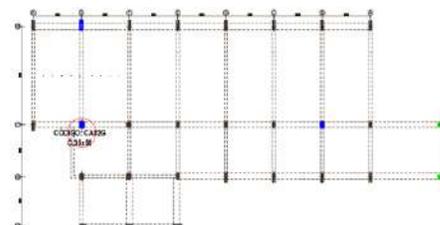
Segundo nivel



CA#2G

1@6,1@6,1@8,1@5,2@6,1@4,1@6,1@8,1@5,1@27

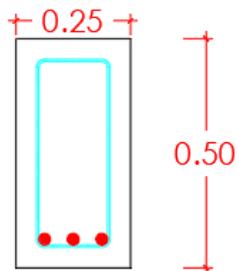
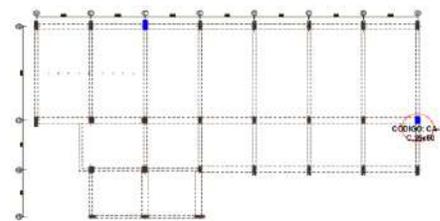
Segundo nivel



CA-3A

2@5,1@4,2@6,2@5,2@6,1@5,1@25,1@26

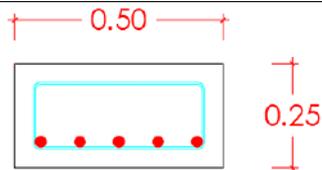
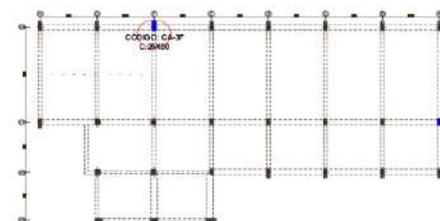
Tercer nivel



CA-3F

1@6,1@7,1@4,1@6,1@7,1@4,1@7,1@5,1@7,1@25,1@26

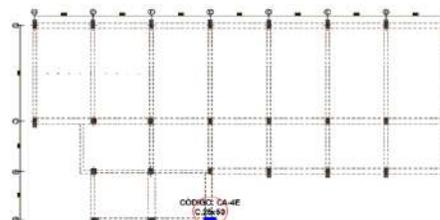
Tercer nivel

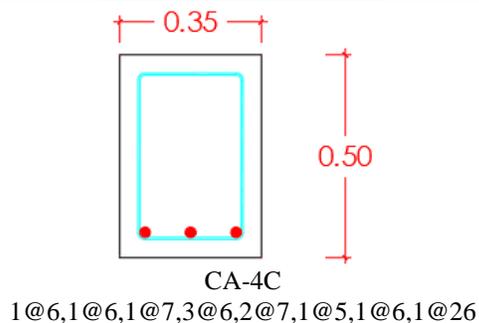


CA-4E

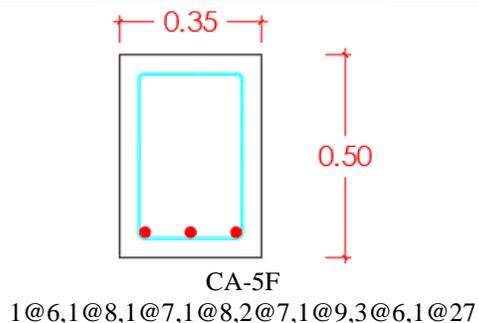
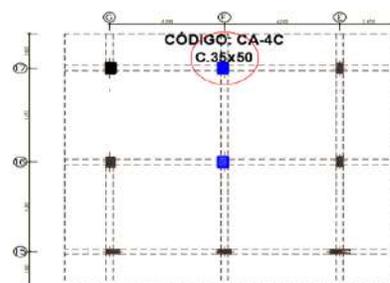
3@6,1@5,1@7,1@6,1@4,1@5,1@6,1@9,1@26

Cuarto nivel

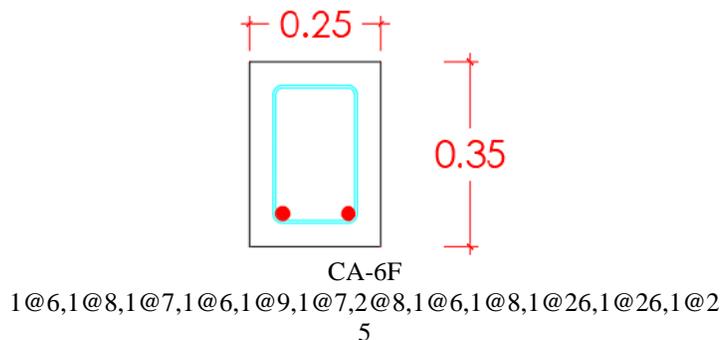




Cuarto nivel



Quinto nivel



Sexto nivel

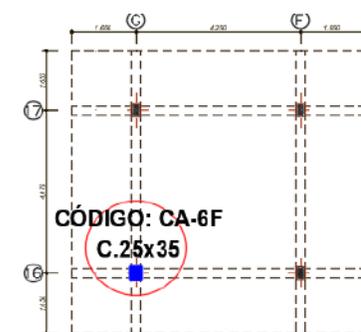
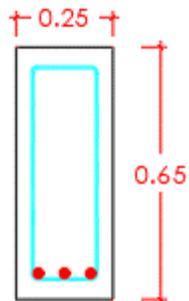


Tabla 29. Distribución de acero transversal en columnas del bloque A

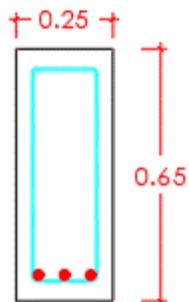
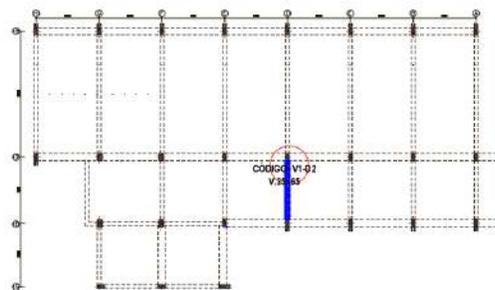
ID DE ELEMENTO	UBICACIÓN
VIGA	NIVEL
<p>V1-16 1@4,1@8,3@10,1@9,3@10,2@21,1@22</p>	<p>Primer Nivel</p>



V1-D2

1@4,1@16,3@15,1@17,1@14,1@15,1@29

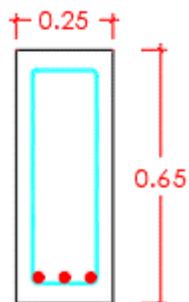
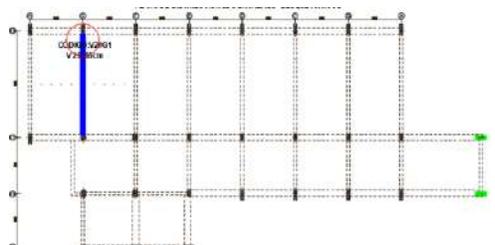
Primer nivel



V2#G1

1@5,1@16,2@15,1@16,1@14,1@16,1@15,1@30

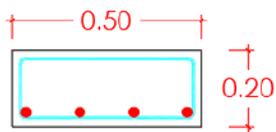
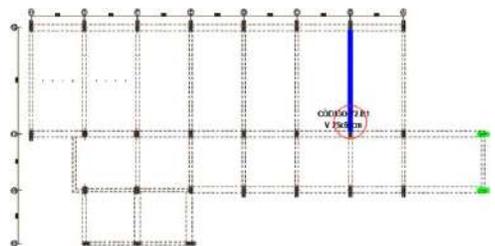
Segundo nivel



V2-B1

1@3,1@14,1@17,5@16,2@14,1@15

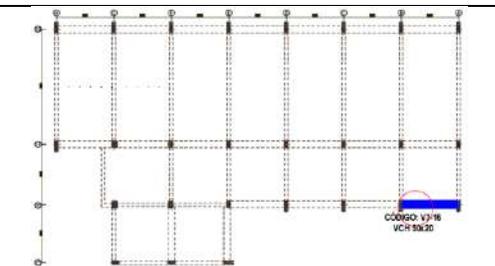
Segundo nivel

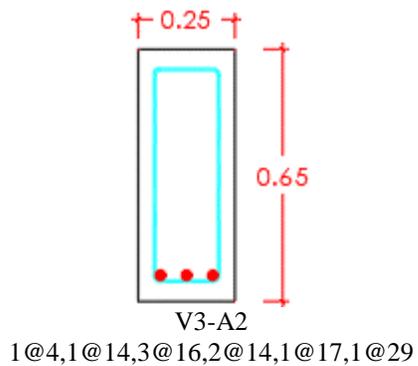


V3-16

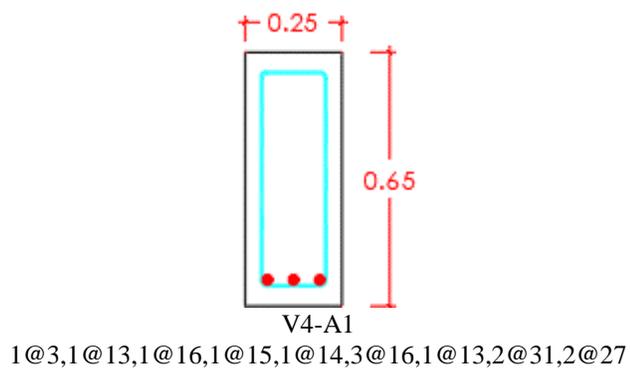
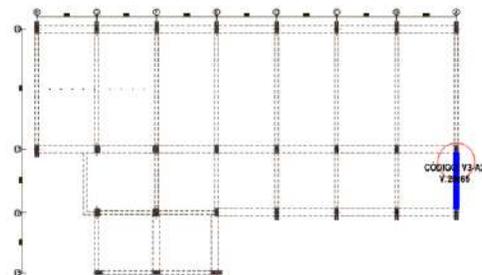
1@3,1@10,1@9,3@10,1@11,2@10,1@22,1@23,1@24

Tercer nivel

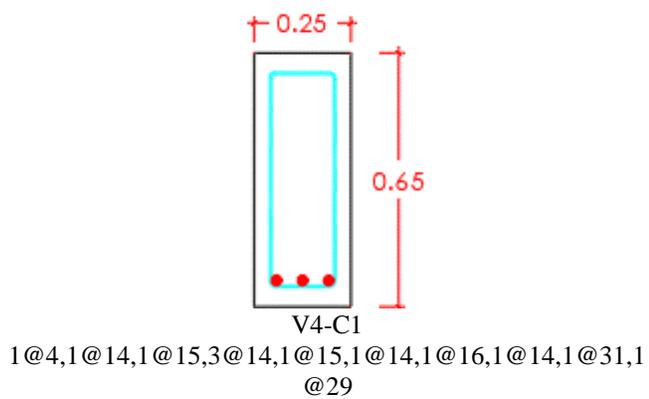
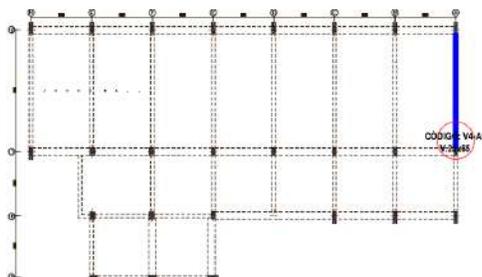




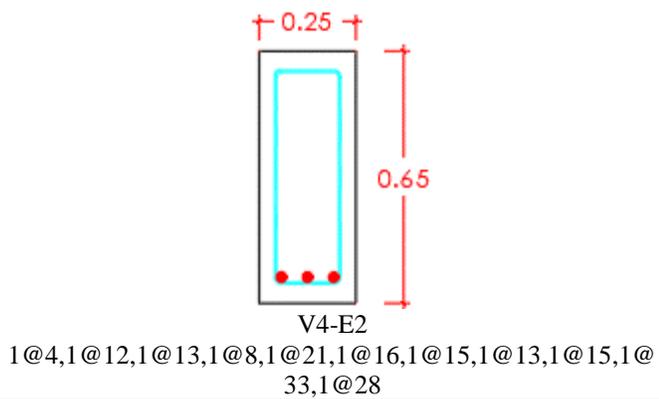
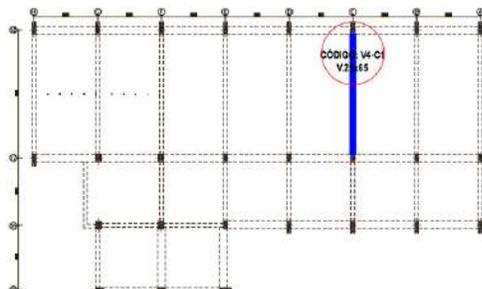
Tercer nivel



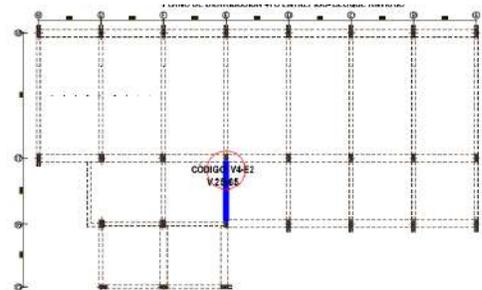
Cuarto nivel



Cuarto nivel



Cuarto nivel



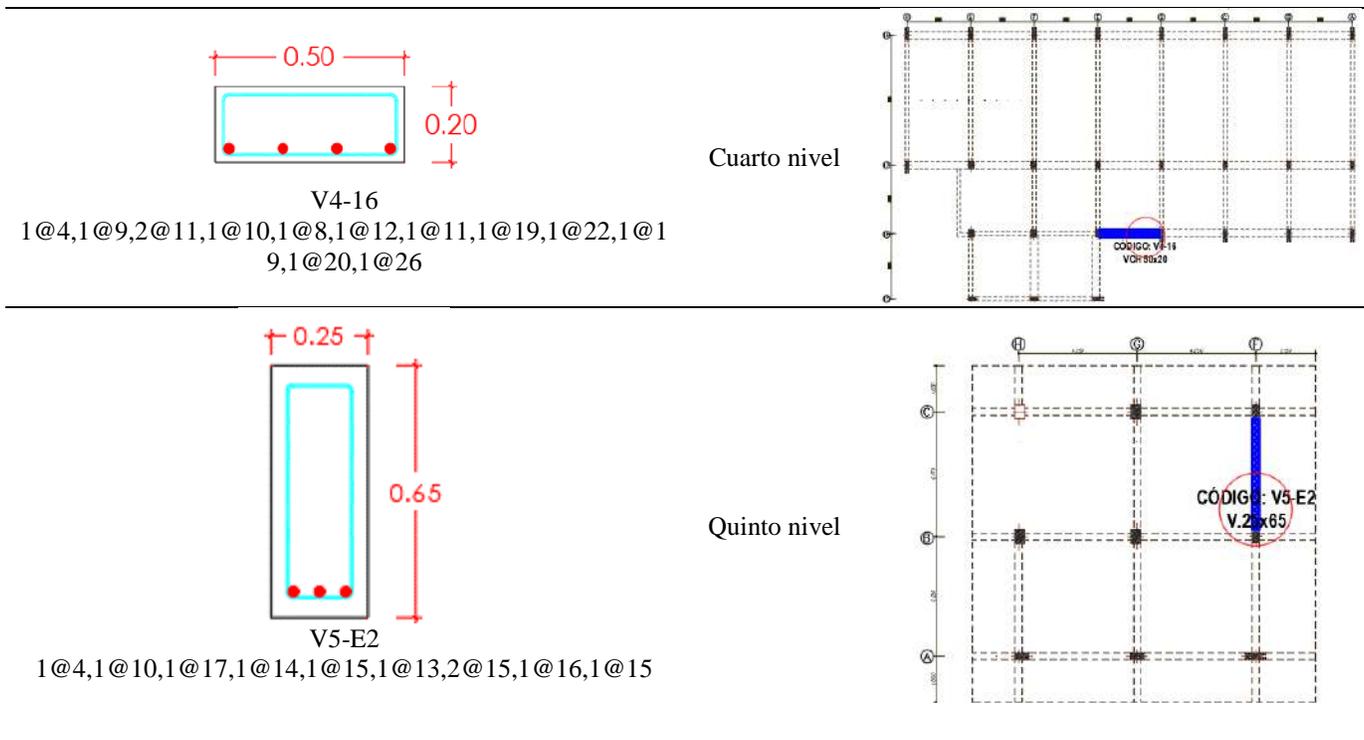
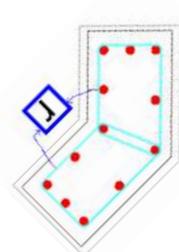
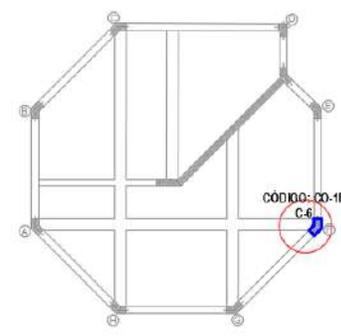
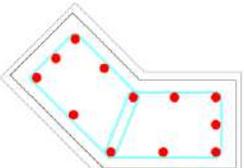
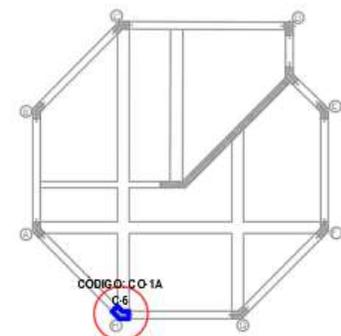
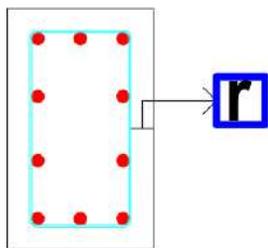


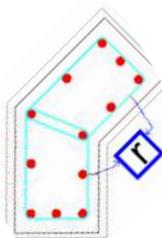
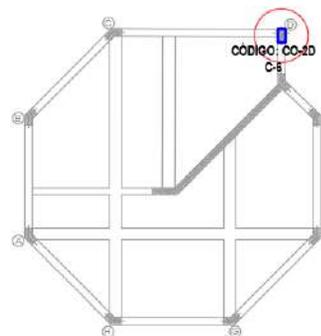
Tabla 30. Distribución de acero transversal en columnas del bloque B

ID DE ELEMENTO	UBICACIÓN
COLUMNA	NIVEL
 CO-1F 1@4,1@11,1@9,1@10,1@12,1@15,2@26	 Primer nivel
 CO-1H 1@3,1@16, 1 @15, 1@17, 1@14, 1@18 1@26, 1@27	 Primer nivel



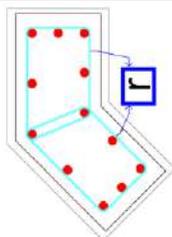
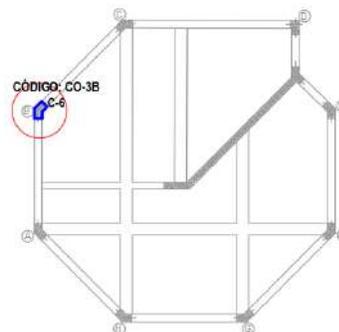
CO-2D  
 1@3, 1 @8, 1@10, 1@16, 1@11 1@13,  
 1@28

Segundo nivel



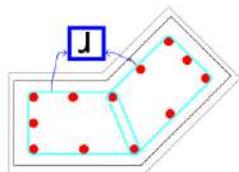
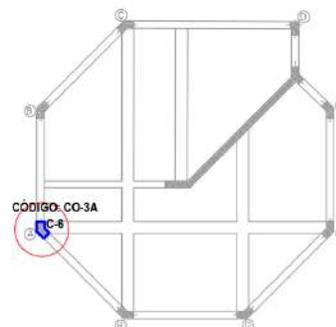
CO-3B  
 1@4, 1@12, 1 @13, 1@13, 1@16, 1@26  
 1@24, 1@22

Tercer nivel



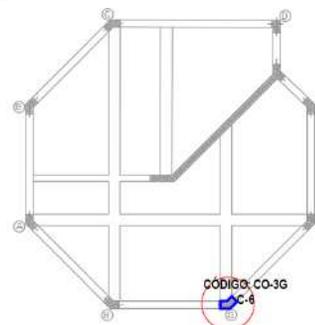
CO-3A  
 1@4, 1@12, 1 @13, 1@9, 1@14, 1@26  
 1@25, 1@23

Tercer nivel



CO-3G  
 1@4, 1 @7, 1@9, 1@7, 1@13 1@12,  
 1@14

Tercer nivel



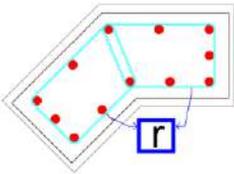
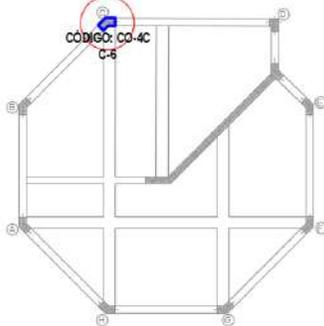
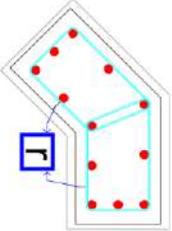
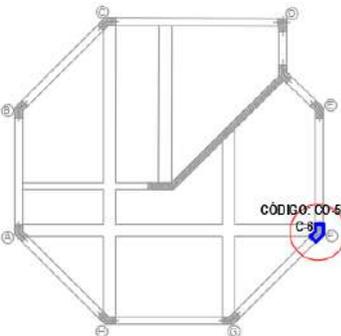
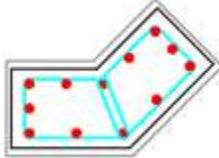
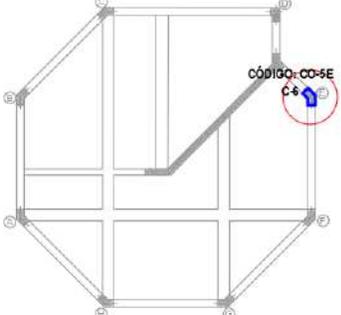
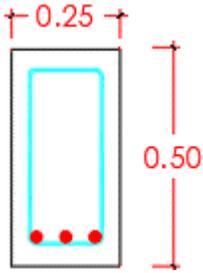
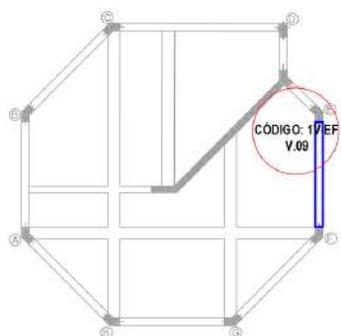
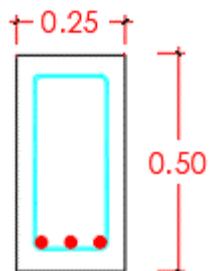
 <p>CO-4C 1@3,1@8, 1 @13, 1@13, 1@19, 1@25 1@24, 1@25</p>	<p>Cuarto nivel</p>	
 <p>CO-5F 2@5, 1 @10, 1@9, 1@11, 1@15, 1@29, 1@27</p>	<p>Quinto nivel</p>	
 <p>CO-5E 1@4, 1@14, 1 @11, 1@11, 1@14, 1@13, 1@23, 1@24</p>	<p>Quinto nivel</p>	

Tabla 31. Distribución de acero transversal en Vigas del bloque B

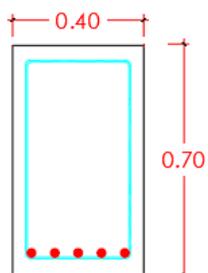
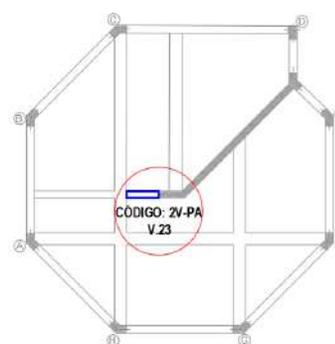
ID DE ELEMENTO	UBICACIÓN
VIGA	NIVEL
 <p>1V-EF 1@4,1@9,1@10,1@15,1@29,1@31,1@29</p>	<p>Primer nivel</p> 



2V-PA

1@4,1@5,1@8,1@9,3@11,1@9,1@17,1@16

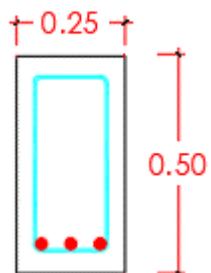
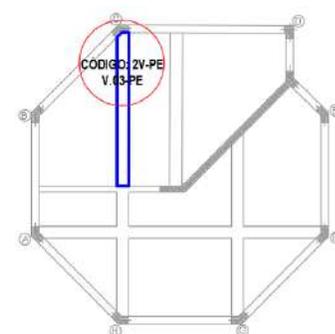
Segundo nivel



2V-PE

1@4,6@10,1@11,1@12,1@9,1@11,1@14,1@  
19,1@12,1@13

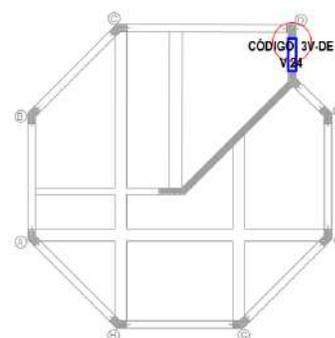
Segundo nivel

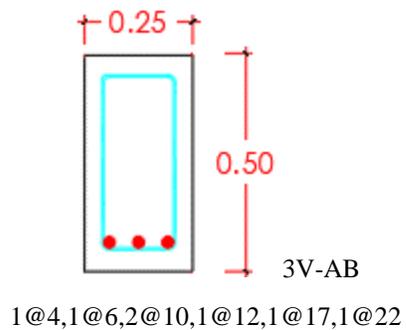


3V-DE

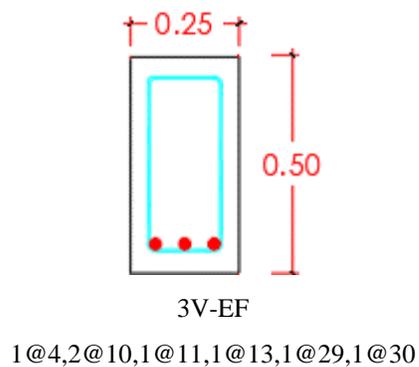
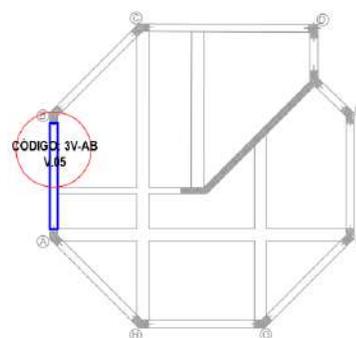
1@5,1@9,1@10,1@7,1@13,1@21

Tercer nivel

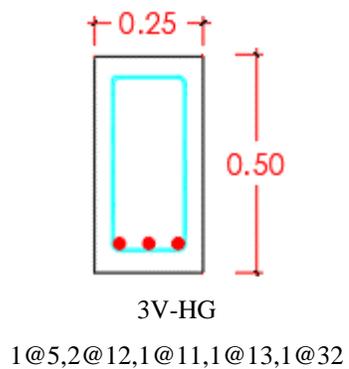
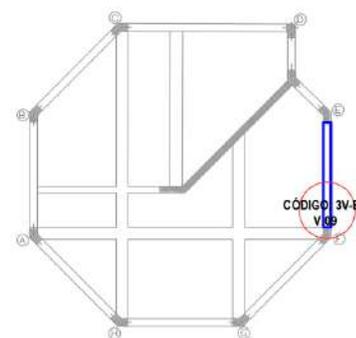




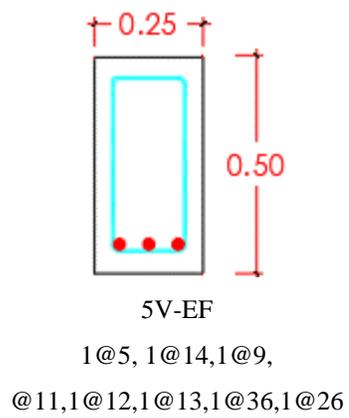
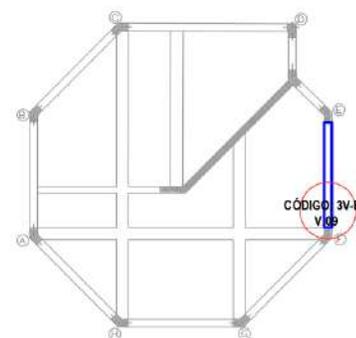
Tercer nivel



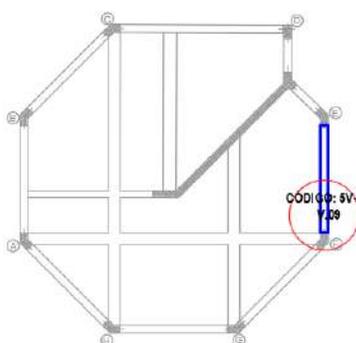
Tercer nivel

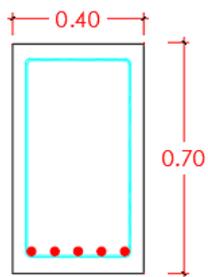


Tercer nivel



Quinto nivel

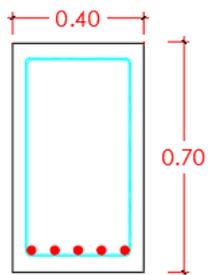
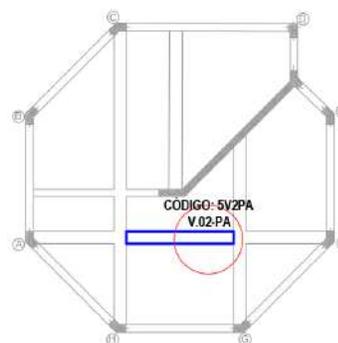




5V2PA

1@5, 1 @9, 1@9, 1@10, 1@11, 5@10,  
1@8,1@15, 1@16, 1@15,1@29

Quinto nivel



5V3PE

1@5, 1 @18, 1@10, 1@20, 1@10, 2@15,  
1@17,1@14, 1@16, 1@15,1@15,1@14

Quinto nivel

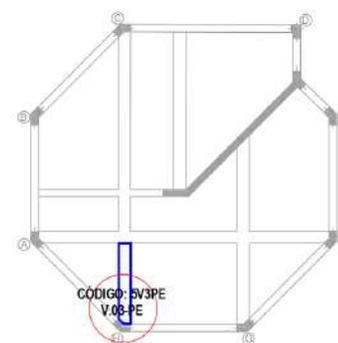
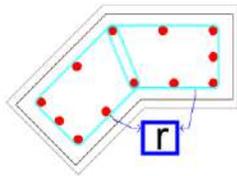
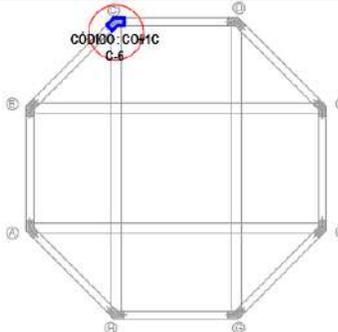
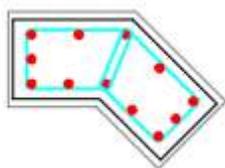


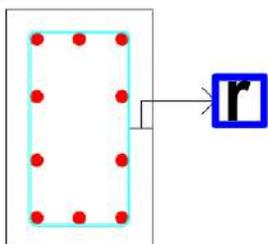
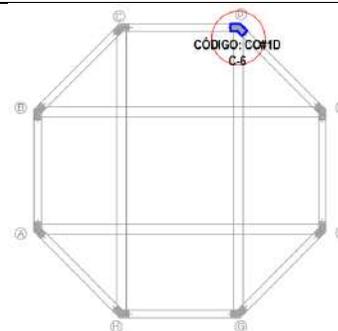
Tabla 32. Distribución de acero transversal en columnas del bloque C

ID DE ELEMENTO	UBICACIÓN
COLUMNA	NIVEL
 <p>CO#1C 1@4,3@10,1@11,1@16,1@21,1@26</p>	<p>Primer nivel</p> 



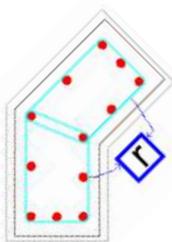
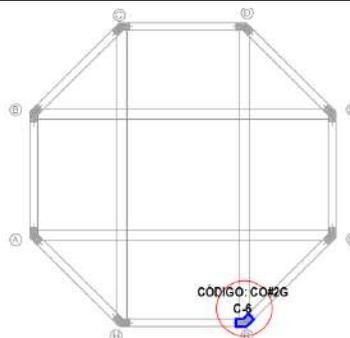
CO#1D  
 1@4, 1 @14, 1@14, 1@13, 1@12, 1@16,  
 1@26, 1@27

Primer nivel



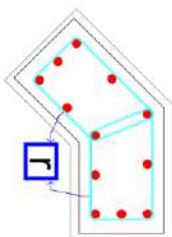
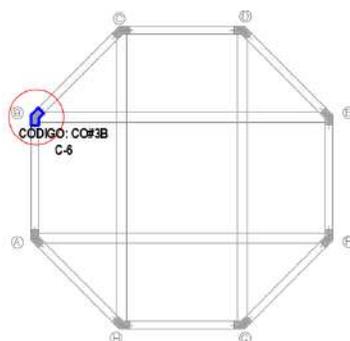
CO#2G  
 1@4, 1 @14, 1@8, 1@9, 1@7, 1@16,  
 1@24, 1@26

Segundo nivel



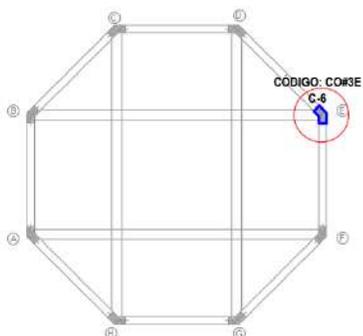
CO#3B  
 1@5, 1 @9, 1@10, 1@9, 1@15, 1@24,  
 1@25, 1@27

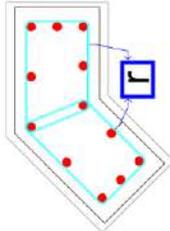
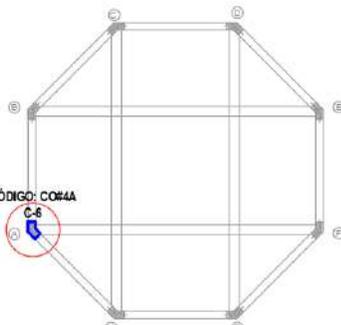
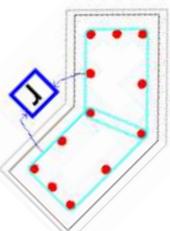
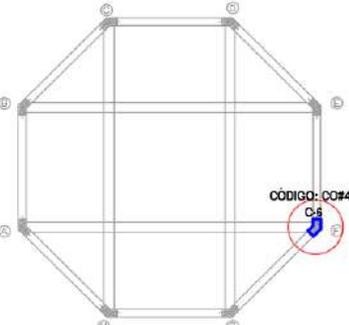
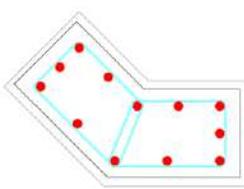
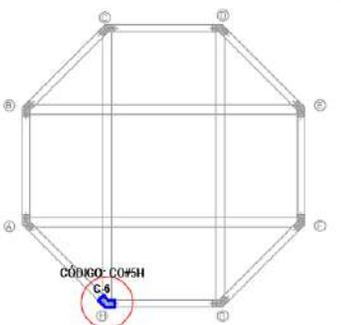
Tercer nivel



CO#3E  
 1@4, 1 @9, 1@12, 1@11, 1@12, 1@15,  
 1@26, 1@28

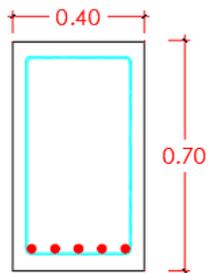
Tercer nivel



 <p>CO#4A 1@4, 1 @6, 1@10, 1@ 11, 1@11, 1@15, 1@27, 1@27</p>	Cuarto nivel	 <p>CÓDIGO: CO#4A C-6</p>
 <p>CO#4F 1@4, 1 @9, 1@12, 1@11, 1@12, 1@15, 1@26, 1@28</p>	Cuarto nivel	 <p>CÓDIGO: CO#4F C-6</p>
 <p>CO#5H 1@4, 1 @9, 1@10, 1@10, 1@7, 1@16, 1@26, 1@26</p>	Quinto nivel	 <p>CÓDIGO: CO#5H C-6</p>

*Tabla 33. Distribución de acero transversal en Vigas del bloque C*

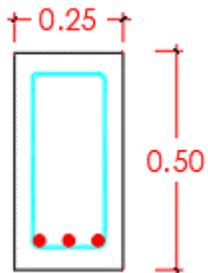
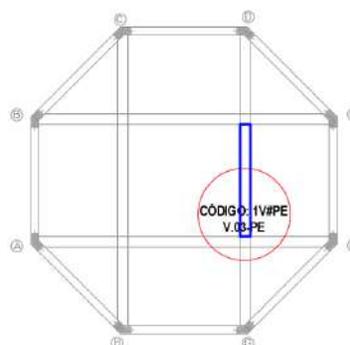
ID DE ELEMENTO	UBICACIÓN
VIGA	NIVEL



1V#PA

1@4,2@9,2@11,2@9,1@10,1@9,1@12,1@13,1@14  
,1@13,1@15

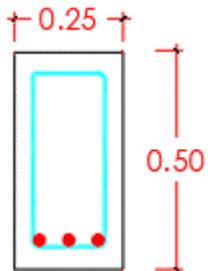
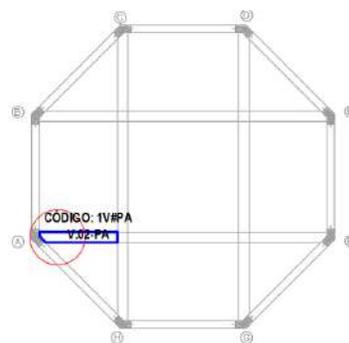
Primer nivel



1V#PE

1@5,1@9,1@10,1@11,4@10,1@12,1@11,1@12,1@  
18

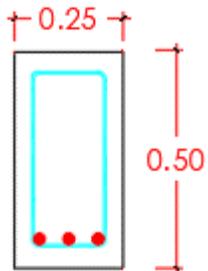
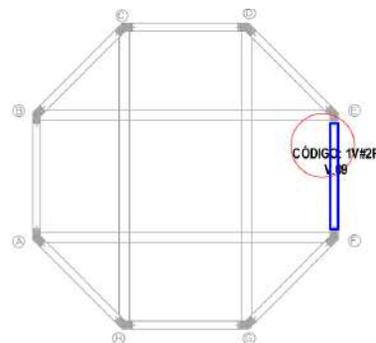
Primer nivel



1V#2F

1@4,1@10,3@9,1@17,1@29,1@31,1@29

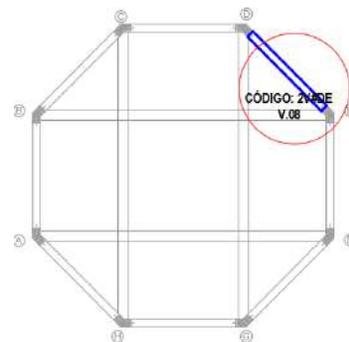
Primer nivel

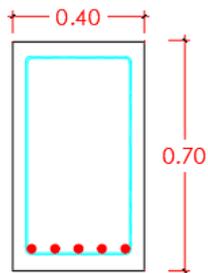


2V#DE

1@3,4@10,1@17,1@25,1@30,1@31,1@29

Segundo nivel

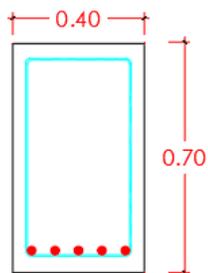
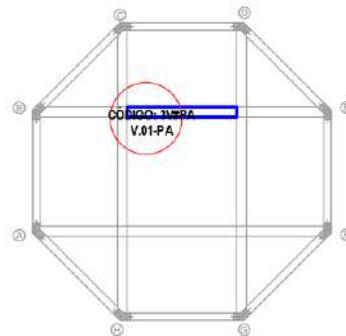




3V#PA

1@4,1@9,1@15,1@11,1@9,1@11,1@9,1@12,2@10

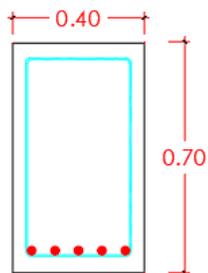
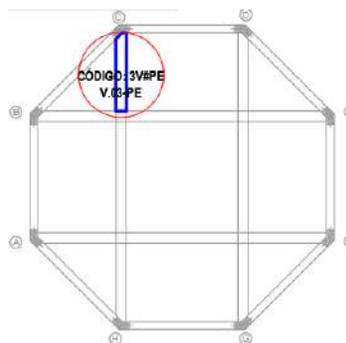
Tercer nivel



3V#PE

1@4,1@8,1@9,1@11,1@9,1@11, 1@9, 2@11, 1@8,  
1@10, 2@15, 1@17

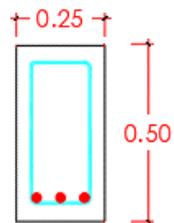
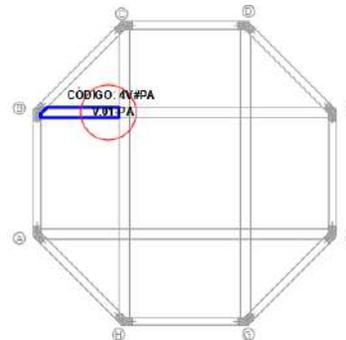
Tercer nivel



4V#PA

1@4,2@14,1@12,2@10,1@9,1@13,1@12,1@13,1@  
16,1@13

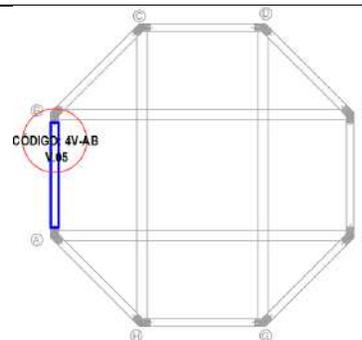
Cuarto nivel

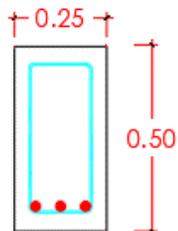


4V-AB

1@4, 1@12, 2@10, 1@20, 1@22, 1@32, 1@38,

Cuarto nivel



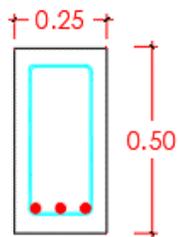
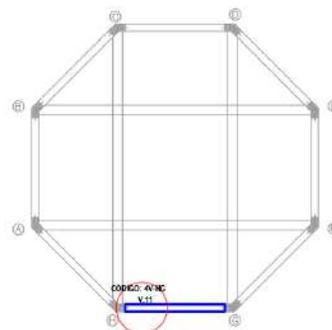


4V-HG

1@3,1@14,1@8,1@11,1@20,1@24,1@26,1@29,1@

22

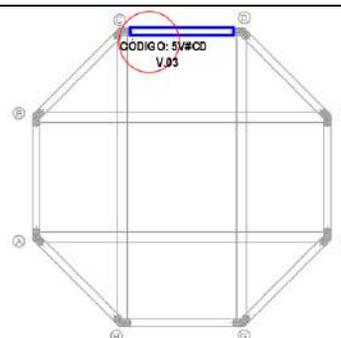
Cuarto nivel



5V#CD

1@4,2@11,1@10,1@11,1@16,1@25,2@28,1@30

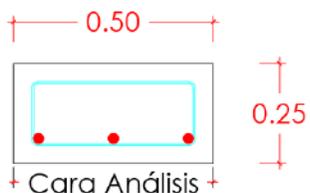
Quinto nivel



**Distribución de acero en nudos:**

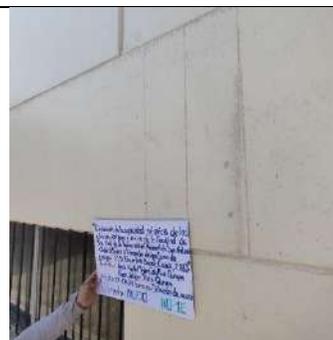
*Tabla 34. Distribución de acero de refuerzo en el nudo del bloque A*

ID DE ELEMENTO	Ubicación	INFORMACION DEL ELEMENTO
VIGA	Nivel	ACERO TRANSVERSAL

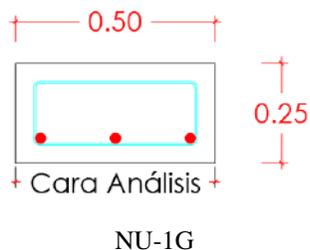


NU-1E

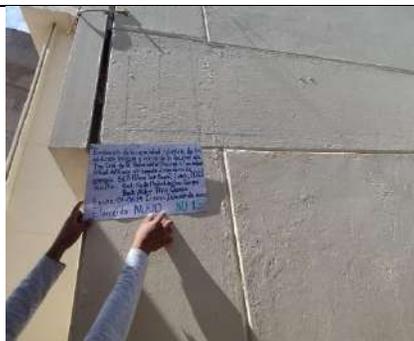
Primer nivel



El nudo no presenta estribos de confinamiento.

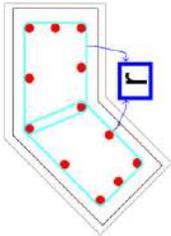
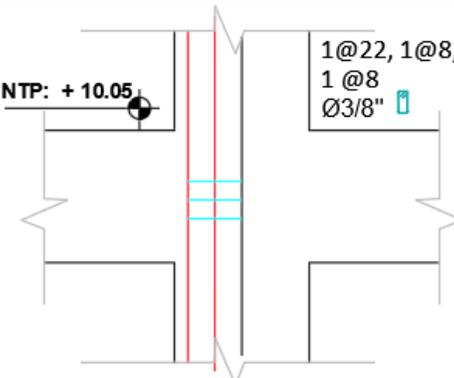
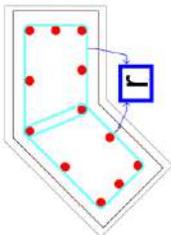
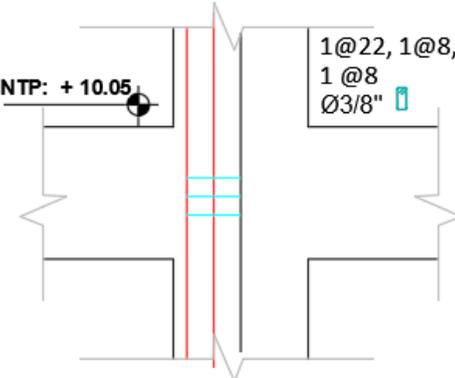


Primer nivel



El nudo no presenta estribos de confinamiento.

Tabla 35. Distribución de acero de refuerzo en el nudo de los bloques B y C

ID DE ELEMENTO	Ubicación	INFORMACION DEL ELEMENTO
VIGA	Nivel	ACERO TRANSVERSAL
 <p>NO-1B</p>	Primer nivel	 <p>1@22, 1@8, 1@8 Ø3/8"</p> <p>1@22cm, 2@8cm</p> 
 <p>NO-3B</p>	Primer nivel	 <p>1@22, 1@8, 1@8 Ø3/8"</p> <p>1@22cm, 2@8cm</p> 

Para mayor detalle de las características de los elementos inspeccionados, ubicación y distribución del acero revisar Anexo 4.

### 4.3.3 Verificación de cumplimiento de la norma E030

#### 4.3.3.1 Análisis elástico Lineal.

Seguidamente se realizará el Análisis Estático Lineal que consiste en evaluación de las estructuras sometida a cargas estáticas. En este método se calculan los desplazamientos de entrepisos y fuerzas sometidos a este tipo de cargas.

##### 4.3.3.1.1 Cargas actuantes en la estructura.

La tabla 36 muestran las cargas vivas y muertas de los bloques A, B y C. La definición de carga viva está de acuerdo a la norma E020.

- **Carga Viva y carga muerta:**

*Tabla 36. Carga viva y carga muerta en la estructura del bloque A*

Nivel	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
	Carga Viva (Kg/m <sup>2</sup> )	Carga Muerta (Kg/m <sup>2</sup> )	Carga Viva (Kg/m <sup>2</sup> )	Carga Viva (Kg/m <sup>2</sup> )	Carga Viva (Kg/m <sup>2</sup> )	Carga Muerta (Kg/m <sup>2</sup> )
Primer Nivel	250.00	150.00	300.00	150.00	750.00	150.00
Segundo Nivel	250.00	150.00	300.00	150.00	250.00	150.00
Tercer Nivel	250.00	150.00	300.00	150.00	250.00	150.00
Cuarto Nivel	250.00	150.00	300.00	150.00	250.00	150.00
Quinto Nivel	250.00	150.00	100.00	150.00	100.00	150.00
Sexto Nivel	250.00	150.00	-	-	-	-

- **Peso sísmico de la estructura:**

Siendo los bloques A, B y C son de categoría A por ser centros de estudio (universidad), según la norma técnica E030 (2018), que indica que se debe asumir el 50% de carga viva. La tabla 37, 38 y 39 muestran las estimaciones del peso sísmico total de la estructura sin considerar el uso de disipadores SLB.

*Tabla 37. Peso sísmico del bloque A*

Nivel	CM (ton)	CV (ton)	100%CM+50%CV (ton)
piso 6	16.36	-	16.36
piso 5	67.99	31.22	83.6

piso 4	352.94	67.97	386.925
piso 3	707.06	178.75	796.435
piso 2	1081.01	301.59	1231.805
piso 1	1450.44	420.26	1660.57

*Tabla 38. Peso sísmico del bloque B*

Nivel	CM (ton)	CV (ton)	100%CM+50%CV (ton)
piso 5	89.14	9.43	93.86
piso 4	219.66	40.83	240.07
piso 3	371.30	72.23	407.41
piso 2	506.20	104.83	558.61
piso 1	636.45	137.43	705.16

*Tabla 39. Peso sísmico del bloque C*

Nivel	CM (ton)	CV (ton)	100%CM+50%CV (ton)
piso 5	83.75	10.81	89.15
piso 4	208.84	37.85	227.76
piso 3	333.93	64.88	366.37
piso 2	458.29	91.92	504.25
piso 1	583.75	173.02	670.26

#### 4.3.3.1.2 Irregularidad en altura (Ia).

##### A. Irregularidad de rigidez- piso blando:

*Tabla 40. Irregularidad en la dirección X del bloque A*

Nivel	Rigidez	CONDICION		CONDICION	
	tonf/cm	<70% piso inmediato superior	<80% tres niveles superiores	CONDICION	
Piso 6	12.000				
Piso 5	43.800	5.214		No existe	
Piso 4	113.100	3.689		No existe	
Piso 3	135.900	1.717	3.017	No existe	No existe
Piso 2	153.100	1.609	1.961	No existe	No existe
Piso 1	230.800	2.154	2.152	No existe	No existe

*Tabla 41. Irregularidad en la dirección Y del bloque A*

Nivel	Rigidez	CONDICION		CONDICION	
	tonf/cm	<70% piso inmediato superior	<80% tres niveles superiores	CONDICION	
Piso 6	14.800				
Piso 5	61.600	5.946		No existe	
Piso 4	253.700	5.884		No existe	

Piso 3	298.600	1.681	3.392	No existe	No existe
Piso 2	332.400	1.590	2.030	No existe	No existe
Piso 1	475.000	2.041	2.013	No existe	No existe

El bloque A en las direcciones X y Y de la tabla 40 y 41 respectivamente, no presentan irregularidad por piso blando, ni por piso débil según norma E030. Por tanto, la estructura del bloque A tendría un  $I_a=1$ .

*Tabla 42. Irregularidad en la dirección X del bloque B*

Nivel	Rigidez	CONDICION		CONDICION	
	tonf/cm	<70% piso inmediato superior	<80% tres niveles superiores	CONDICION	
piso 5	134.940				
piso 4	219.803	94.46		No existe	
piso 3	258.991	153.86		No existe	
piso 2	291.138	181.29	163.66	No existe	No existe
piso 1	510.408	203.80	205.32	No existe	No existe

*Tabla 43. Irregularidad en la dirección Y del bloque B*

Story	Rigidez	CONDICION		CONDICION	
	tonf/cm	<70% piso inmediato superior	<80% tres niveles superiores	CONDICION	
piso 5	117.838				
piso 4	192.160	82.49		No existe	
piso 3	224.629	134.51		No existe	
piso 2	252.908	157.24	142.57	No existe	No existe
piso 1	438.187	177.04	178.59	No existe	No existe

El bloque B en las direcciones X y Y de la tabla 42 y 43 respectivamente, no presentan irregularidad por piso blando, ni por piso débil según norma E030. Por tanto, la estructura del bloque B tendría un  $I_a=1$ .

*Tabla 44. Irregularidad en la dirección X del Bloque C*

Nivel	Dirección	Rigidez	CONDICION		CONDICION	
		tonf/cm	<70% piso inmediato superior	<80% tres niveles superiores	CONDICION	
piso 5	Sxx	54.947				
piso 4	Sxx	65.911	38.46		No existe	
piso 3	Sxx	67.265	46.14		No existe	
piso 2	Sxx	70.200	47.09	50.17	No existe	No existe
piso 1	Sxx	105.275	49.14	54.24	No existe	No existe

*Tabla 45. Irregularidad en la dirección Y del Bloque C*

nivel	Dirección	Rigidez	CONDICION		CONDICION	
		tonf/m	<70% piso inmediato superior	<80% tres niveles superiores	CONDICION	
piso 5	Syy	54.987				
piso 4	Syy	65.956	38.49			No existe
piso 3	Syy	67.305	46.17			No existe
piso 2	Syy	70.238	47.11	50.20		No existe No existe
piso 1	Syy	105.313	49.17	54.27		No existe No existe

El bloque C en las direcciones X y Y de la tabla 44 y 45 respectivamente, no presentan irregularidad por piso blando, ni por piso débil según norma E030. Por tanto, la estructura del bloque C tendría un  $I_a=1$ .

### **B. Irregularidad de masa y peso:**

El análisis se realiza teniendo en consideración la siguiente combinación de carga para el análisis sísmico 100%CM+50%CV.

Entonces, CM: Carga Muerta (Kg) y CV: Carga Viva (Kg).

*Tabla 46. Irregularidad de masa y peso en el bloque A*

Nivel	Masa X-Y (Kg)	1.5*Piso Superior	1.5*Piso Inferior	Condición	
Piso 6	16370				
Piso 5	51610		614250		No Existe
Piso 4	318950	77415	653055	Existe	No Existe
Piso 3	409500	478425	643155	No Existe	No Existe
Piso 2	435370	614250	614250	No Existe	No Existe
Piso 1	428770	653055		No Existe	

La tabla 46, muestra que la estructura del bloque A presenta irregularidad de masa y peso. Por tanto, la estructura del bloque A tendría un  $I_a=0.9$ .

*Tabla 47. Irregularidad de masa y peso en el bloque B*

Nivel	Masa X-Y (Kg)	1.5*Piso Superior	1.5*Piso Superior	Condición	
piso 5	78209.61		209808.840		No Existe
piso 4	139872.56		241498.470		No Existe
piso 3	160998.98	209808.840	217280.085	No Existe	No Existe
piso 2	144853.39	241498.470	210313.335	No Existe	No Existe
piso 1	140208.89	217280.085		No Existe	

La tabla 47, muestra que la estructura del bloque B no presenta irregularidad de masa y peso. Por tanto, la estructura del bloque B tendría un  $I_a=1$ .

**Tabla 48. Irregularidad de masa y peso en el bloque C**

Nivel	Masa X-Y (Kg)	1.5*Piso Superior	1.5*Piso Superior	Condición	
piso 5	83121.6		207908.475	No Existe	
piso 4	138605.65		207908.475	No Existe	
piso 3	138605.65	207908.475	206826.675	No Existe	No Existe
piso 2	137884.45	207908.475	249013.08	No Existe	No Existe
piso 1	166008.72	206826.675		No Existe	

La tabla 48, muestra que la estructura del bloque C no presenta irregularidad de masa y peso. Por tanto, la estructura del bloque C tendría un  $I_a=1$ .

#### 4.3.3.1.3 Irregularidad en planta ( $I_p$ ).

##### A. Irregularidad torsional:

**Tabla 49. Dirección de análisis X, Irregularidad torsional en el bloque A**

Nivel	Deriva Max	Deriva Prom.	$\Delta_{max}/\Delta_{prom}<1.3$	CONDICIÓN
Piso 6	0.002596	0.002479	1.047	No existe
Piso 5	0.002422	0.002035	1.190	No existe
Piso 4	0.004591	0.004015	1.143	No existe
Piso 3	0.007125	0.006141	1.160	No existe
Piso 2	0.008157	0.006971	1.170	No existe
Piso 1	0.005924	0.005073	1.168	No existe

**Tabla 50. Dirección de análisis Y, Irregularidad torsional en el bloque A**

Nivel	Deriva Max	Prom. Deriva	$\Delta_{max}/\Delta_{prom}<1.3$	CONDICIÓN
Piso 6	0.002180	0.001998	1.091	No existe
Piso 5	0.001616	0.001498	1.079	No existe
Piso 4	0.001903	0.001727	1.102	No existe
Piso 3	0.002677	0.002639	1.015	No existe
Piso 2	0.003315	0.003195	1.038	No existe
Piso 1	0.002563	0.002409	1.064	No existe

La estructura del bloque A no presenta irregularidad torsional en ninguna de las direcciones de acuerdo a los desplazamientos máximos y promedios (ver tabla 49 y 50), los cuales cumplen lo establecido en la norma E030. Por tanto, la edificación del bloque A tendría un  $I_p$  de 1.

**Tabla 51. Irregularidad torsional en la dirección X en el bloque B**

nivel	Deriva Max	Deriva Prom.	$\Delta_{max}/\Delta_{prom}<1.3$	CONDICIÓN
piso 5	0.000365	0.000316	1.155	No existe
piso 4	0.000536	0.000477	1.124	No existe
piso 3	0.000686	0.000612	1.121	No existe
piso 2	0.000726	0.000655	1.108	No existe
piso 1	0.000464	0.000404	1.149	No existe

**Tabla 52. Irregularidad torsional en la dirección Y en el bloque B**

nivel	Deriva Max	Prom. Deriva	$\Delta_{max}/\Delta_{prom}<1.3$	CONDICIÓN
piso 5	0.000371	0.000362	1.025	No existe
piso 4	0.000571	0.000547	1.044	No existe
piso 3	0.000778	0.000706	1.102	No existe
piso 2	0.000847	0.000754	1.123	No existe
piso 1	0.000526	0.000471	1.117	No existe

La estructura del bloque B no presenta irregularidad torsional en ninguna de las direcciones de acuerdo a los desplazamientos máximos y promedios (ver tabla 51 y 52), los cuales cumplen lo establecido en la norma E030. Por tanto, la edificación del bloque B tendría un  $I_p$  de 1.

**Tabla 53. Irregularidad torsional en la dirección X en el bloque C**

nivel	Deriva Max	Deriva Prom.	$\Delta_{max}/\Delta_{prom}<1.3$	CONDICIÓN
piso 5	0.001555	0.001452	1.071	No existe
piso 4	0.002985	0.002765	1.080	No existe
piso 3	0.004115	0.003798	1.083	No existe
piso 2	0.004649	0.004286	1.085	No existe
piso 1	0.003349	0.003089	1.084	No existe

**Tabla 54. Irregularidad torsional en la dirección Y en el bloque C**

nivel	Deriva Max	Prom. Deriva	$\Delta_{max}/\Delta_{prom}<1.3$	CONDICIÓN
-------	------------	--------------	----------------------------------	-----------

piso 5	0.001547	0.001451	1.066	No existe
piso 4	0.002951	0.002763	1.068	No existe
piso 3	0.004056	0.003796	1.068	No existe
piso 2	0.004577	0.004283	1.069	No existe
piso 1	0.003296	0.003088	1.067	No existe

La estructura del bloque C en estudio no presenta irregularidad torsional en ninguna de las direcciones de acuerdo a los desplazamientos máximos y promedios (ver tabla 53 y 54), los cuales cumplen lo establecido en la norma E030 (2018). Por tanto, la edificación del bloque C tendría un  $I_p$  de 1.

## **B. Irregularidad de esquinas entrantes:**

### **B.1. Bloque A.**

La estructura del bloque A presenta irregularidad por esquinas entrantes, la dimensión de las caras supera el 20% de la longitud total en planta. Por tanto, tendría un  $I_p=0.9$

### **B.2. Bloque B.**

El bloque B no presenta irregularidad por esquinas entrantes, la dimensión de las caras no supera el 20% de la longitud total en planta. Por tanto, tendría un  $I_p$  de 1.

### **B.3. Bloque C.**

El bloque C no presenta irregularidad por esquinas entrantes, la dimensión de las caras no supera el 20% de la longitud total en planta. Por tanto, tendría un  $I_p$  de 1.

## **C. Discontinuidad de Diafragma:**

### **C.1. Bloque A.**

El bloque A presenta discontinuidad de diafragma, ya que tiene una sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que el 25% del área de la sección transversal total, de la misma dirección. Por tanto, tendría un factor  $I_p=0.85$ .

### C.2. Bloque B.

El bloque B presenta discontinuidad de diafragma, ya que tiene una sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que el 25% del área de la sección transversal total, de la misma dirección. Por tanto, el bloque B tendría un factor  $I_p$  de 0.85.

### C.3. Bloque C.

El bloque C no presenta irregularidad de diafragma. Por tanto, la estructura del bloque C tendría un  $I_p$  de 1.

#### 4.3.3.1.4 *Resumen de Irregularidades.*

Según la norma E030 se tomará los valores más bajos de los factores de irregularidad en altura y planta existentes en las estructuras (ver tabla 55).

*Tabla 55. Resumen de Irregularidades de los bloque A, B y C*

<b>Irregularidad</b>	<b>Bloque A</b>	<b>Bloque B</b>	<b>Bloque C</b>
Irregularidad en altura ( $I_a$ )	0.90	1.00	1.00
Irregularidad en Planta ( $I_p$ )	0.85	0.85	1.00

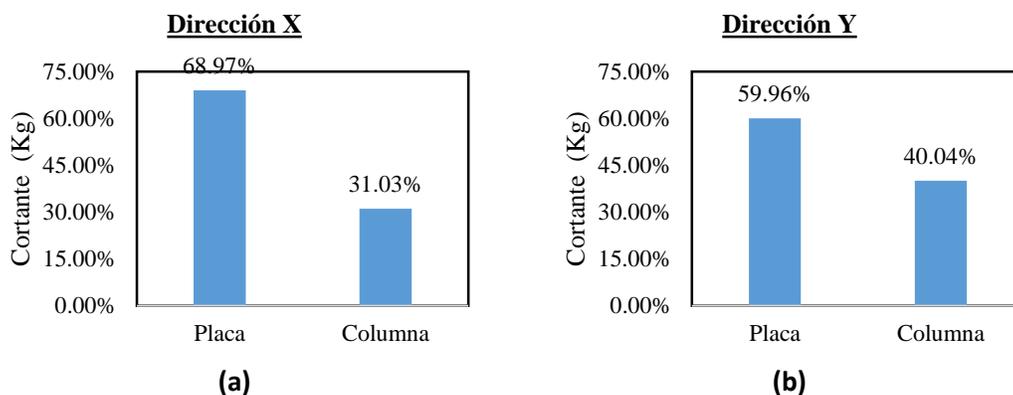
#### 4.3.3.1.5 *Tipo de sistema estructural.*

Según el NTE E060, ítem 21.1. de la norma técnica E060, capítulo 21; el cual se basa en la norma E030 “diseño sismorresistente” en el punto 13.1.1 donde se define el tipo de sistema estructural. Para la presente investigación se definen los siguientes tipos de sistema estructural.

#### **A. Bloque A:**

El tipo de sistema estructural de la edificación se compone de columnas y vigas, por tanto, para la presente investigación se asume un sistema estructural aporticado de acuerdo a la norma E030, el cual tiene un factor de  $R_o=8$ .

#### **B. Bloque B:**



**Figura 65.** Porcentaje de absorción de placa y columna en el bloque B (a) dirección X, (b) dirección Y

Las columnas en el bloque B en la dirección X y Y absorben el 31.03% y 40.04% respectivamente, valores superiores al 25% (ver figura 65), por tanto, para la presente investigación se asume un sistema dual de acuerdo a la norma E030 el cual tiene un factor de reducción de  $R_0=7$ .

### C. Bloque C:

El tipo de sistema estructural de la edificación se compone de columnas y vigas, por tanto, para la presente investigación se asume un sistema estructural aporticado de acuerdo a la norma E030, el cual tiene un factor de  $R_0=8$ .

#### 4.3.3.1.6 Coeficiente de Cortante Basal.

Se calcula la cortante basal estática con los valores hallados a partir de la irregularidad y el tipo de sistema estructural para las dos direcciones.

**Tabla 56.** Coeficientes sísmicos para de la dirección “X” y “Y” del Bloque A, B y C

		BLOQUE A	BLOQUE B	BLOQUE C
Zona	<b>Factor Z:</b>	0.25	0.25	0.25
Uso	<b>Factor U:</b>	1.5	1.5	1.5
Suelo	<b>Factor S:</b>	1.4	1.4	1.4
	<b>Tp:</b>	1	1	1
	<b>TL:</b>	1.6	1.6	1.6
Periodo fundamental	<b>T:</b>	0.918	0.633	0.871

	<b>K:</b>	1.209	1.0665	1.1855
Coeficiente de reducción	<b>Factor Ro:</b>	8	7	8
	<b>Factor R:</b>	6.12	5.95	8
	<b>Ia:</b>	0.9	0.85	1
	<b>Ip:</b>	0.85	1	1
Factor de amplificación sísmica	<b>Factor C:</b>	2.5	2.5	2.5
Coeficiente de fuerza basal		0.215	0.221	0.164

De acuerdo a los datos de la tabla 56, el coeficiente de fuerza basal para los bloques A, B y C es 0.2145, 0.221 y 0.164 respectivamente, para ambas direcciones de análisis.

#### 4.3.3.2 Análisis dinámico Lineal.

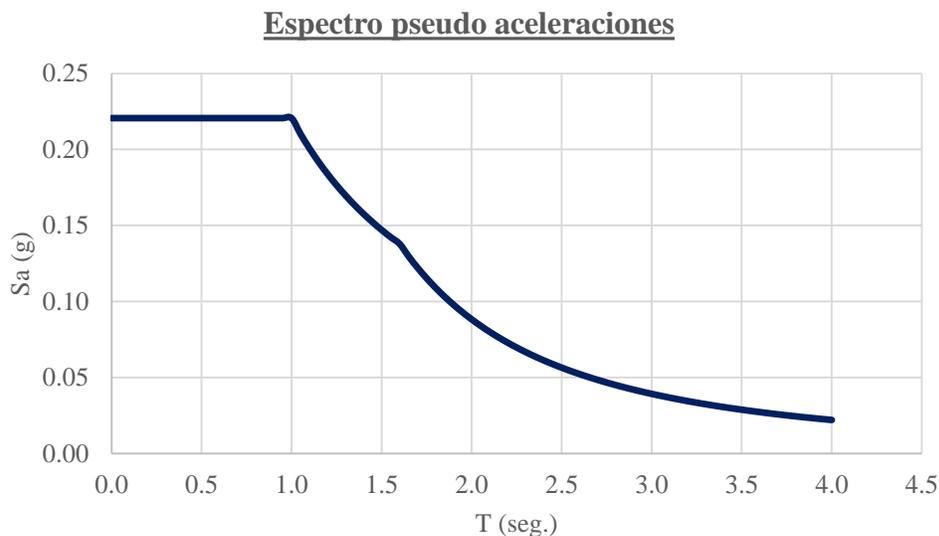
##### 4.3.3.2.1 Aceleración espectral.

La norma E030, en el capítulo 4 “Análisis estructural”, artículo 26 “Análisis dinámico Modal Espectral”, acápite 26.2. “aceleración espectral”, indica que el espectro inelástico de pseudo- aceleración se utiliza para cada dirección de análisis, el cual está definido por la siguiente formula:

$$Sa = \frac{ZUCS}{R} g$$

**Bloque A:** El bloque A cuenta con los mismos coeficientes para ambas direcciones de análisis del espectro sísmico, Donde: Z=0.25, U=1.50, S=1.40, R=6.12 (ver figura 66).

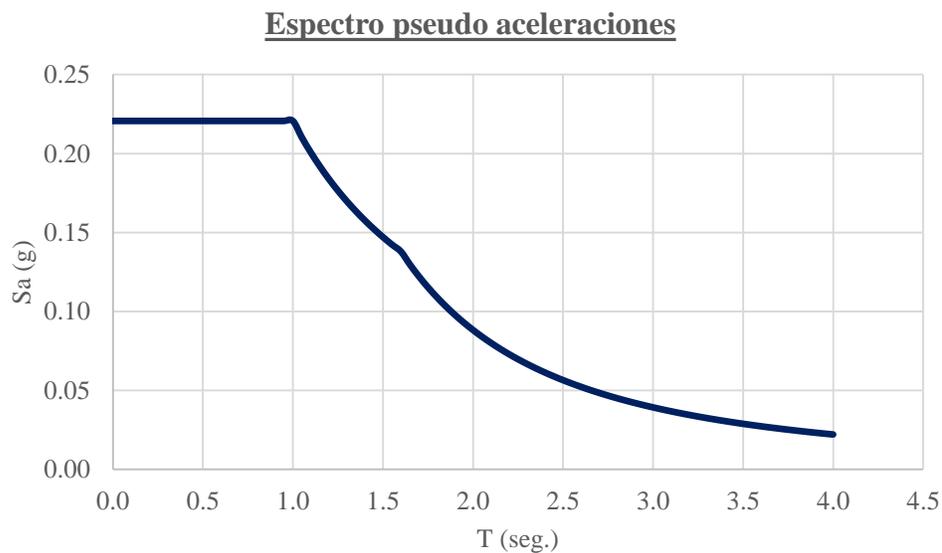
T (seg)	S(g)
0.0	0.214
0.2	0.214
0.4	0.214
0.6	0.214
0.8	0.214
1.0	0.214
1.2	0.179
1.4	0.153
1.6	0.134
1.8	0.106
2.0	0.086
2.2	0.071
2.4	0.060
2.6	0.051
2.8	0.044
3.0	0.038
3.2	0.034
3.4	0.030
3.6	0.026
3.8	0.024
4.0	0.021



**Figura 66. Espectro Pseudo-aceleración- Bloque A**

**Bloque B:** El bloque B cuenta con los mismos coeficientes para ambas direcciones de análisis del espectro sísmico, Donde:  $Z=0.25$ ,  $U=1.50$ ,  $S=1.40$ ,  $R=5.95$  (ver figura 67).

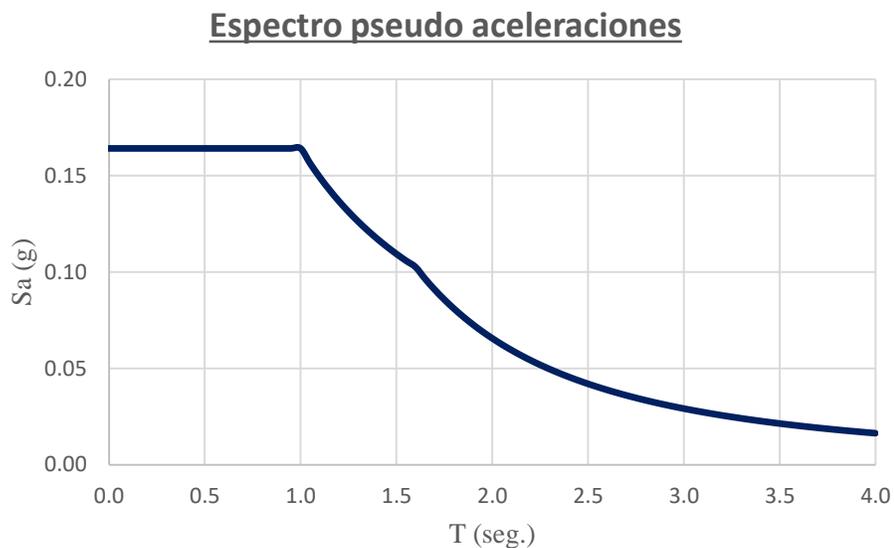
T ((seg)	S(g)
0.0	0.164
0.2	0.164
0.4	0.164
0.6	0.164
0.8	0.164
1.0	0.164
1.2	0.137
1.4	0.117
1.6	0.103
1.8	0.081
2.0	0.066
2.2	0.054
2.4	0.046
2.6	0.039
2.8	0.033
3.0	0.029
3.2	0.026
3.4	0.023
3.6	0.020
3.8	0.018
4.0	0.016



**Figura 67. Espectro de pseudo-aceleraciones norma E.030 del bloque B**

**Bloque C:** El bloque C cuenta con los mismos coeficientes para ambas direcciones de análisis del espectro sísmico, Donde:  $Z=0.25$ ,  $U=1.50$ ,  $S=1.40$ ,  $R=8$  (ver figura 68).

T (seg)	S(g)
0.0	0.164
0.2	0.164
0.4	0.164
0.6	0.164
0.8	0.164
1.0	0.164
1.2	0.137
1.4	0.117
1.6	0.103
1.8	0.081
2.0	0.066
2.2	0.054
2.4	0.046
2.6	0.039
2.8	0.033
3.0	0.029
3.2	0.026
3.4	0.023
3.6	0.020
3.8	0.018
4.0	0.016



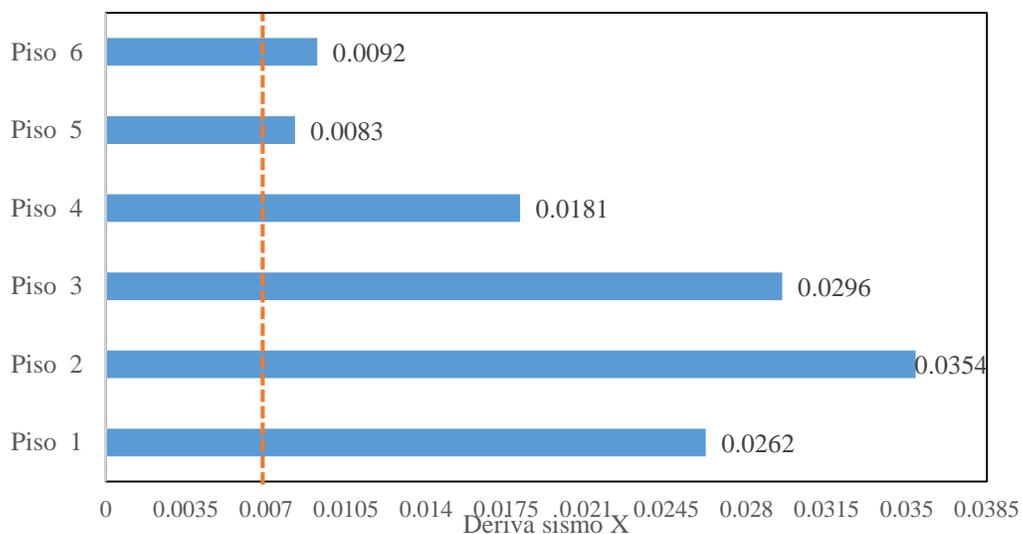
*Figura 68. Espectro de pseudo-aceleraciones norma E.030 del bloque C*

#### 4.3.3.2.2 Máxima deriva de entrepiso.

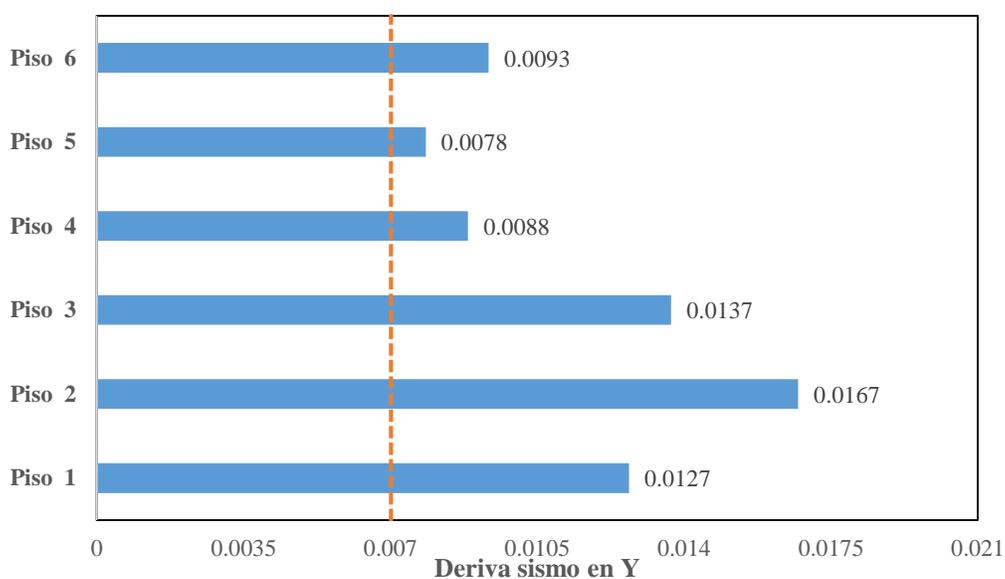
Según la norma técnica E030, en el capítulo 5 “requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad”, la determinación de desplazamientos laterales es reducido por 0.75 para estructuras regulares y 0.85 para estructuras irregulares.

#### **A. Bloque A:**

En el Bloque A en ninguna de las direcciones cumple con las derivas máximas de entrepiso según indica la norma E030, teniendo valores máximos de 0.0354 y 0.0167 en la dirección X y Y respectivamente (ver figuras 69 y 70), dichos valores son mayores al 0.007. Por lo tanto, la estructura requiere el reforzamiento de disipadores SLB en el bloque A.



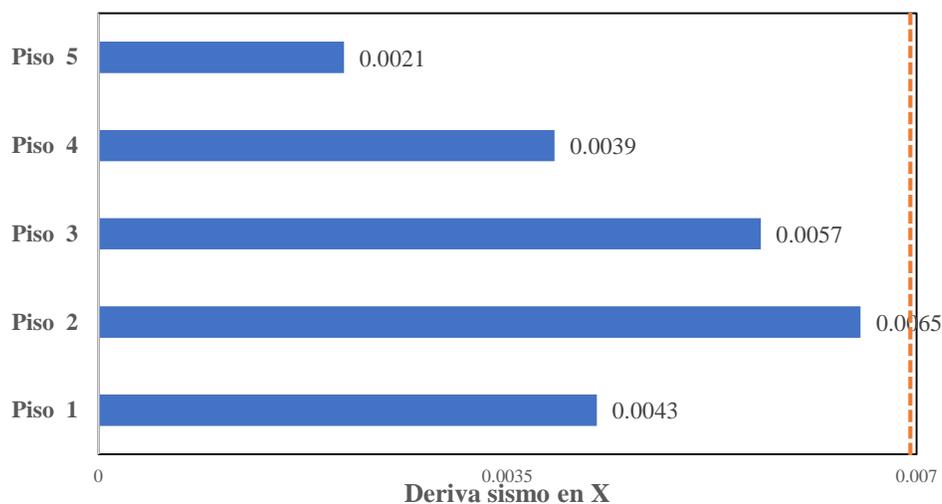
**Figura 69. Máxima deriva de entrepiso en la dirección X del Bloque A**



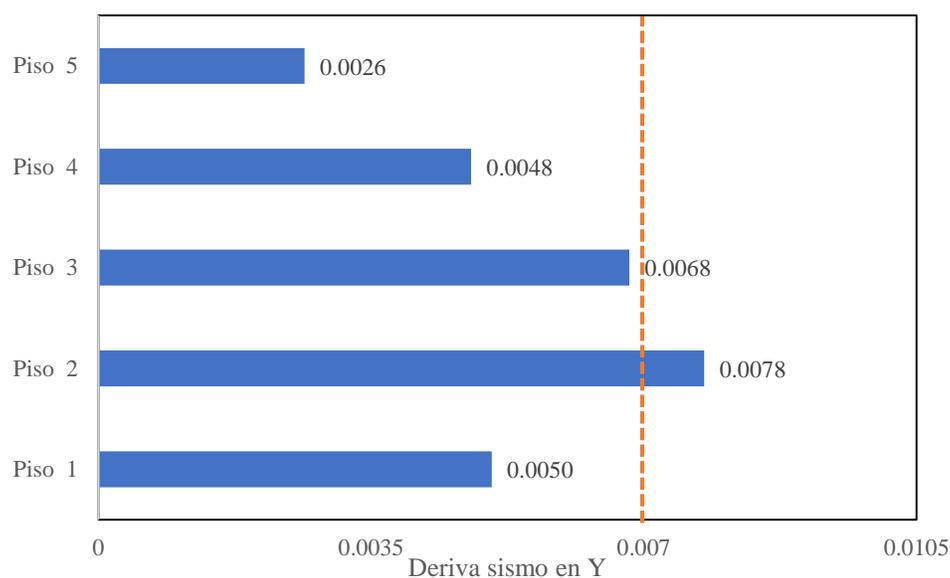
**Figura 70. Máxima deriva de entrepiso en la dirección Y del Bloque A**

### **Bloque B:**

En el Bloque B en la dirección X cumple con el límite de la norma E030, mientras que en la dirección Y no cumple. Se tiene valores máximos de 0.0065 y 0.0078 en la dirección X y Y respectivamente (ver figuras 71 y 72). Por lo tanto, la estructura requiere el reforzamiento de disipadores SLB en el bloque B.



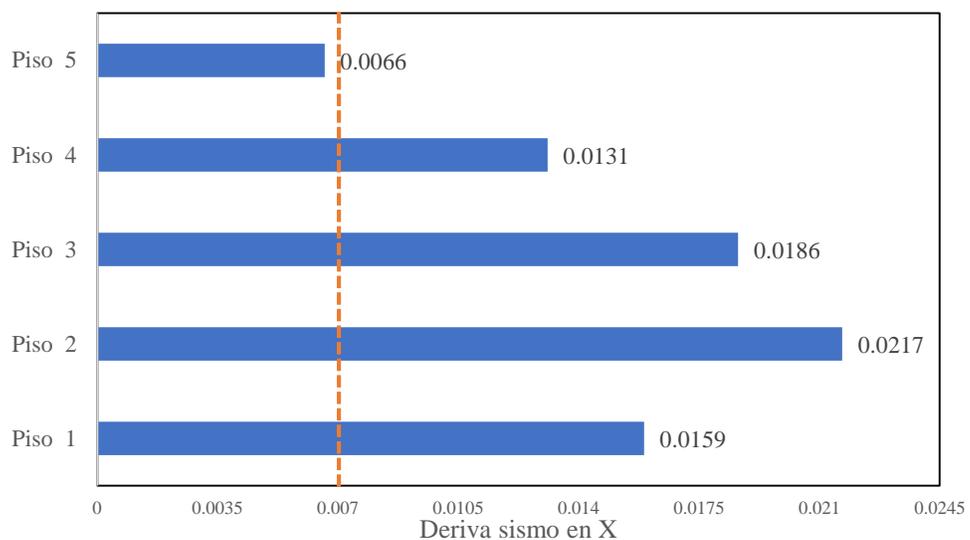
**Figura 71. Máxima deriva de entrepiso en la dirección X del Bloque B**



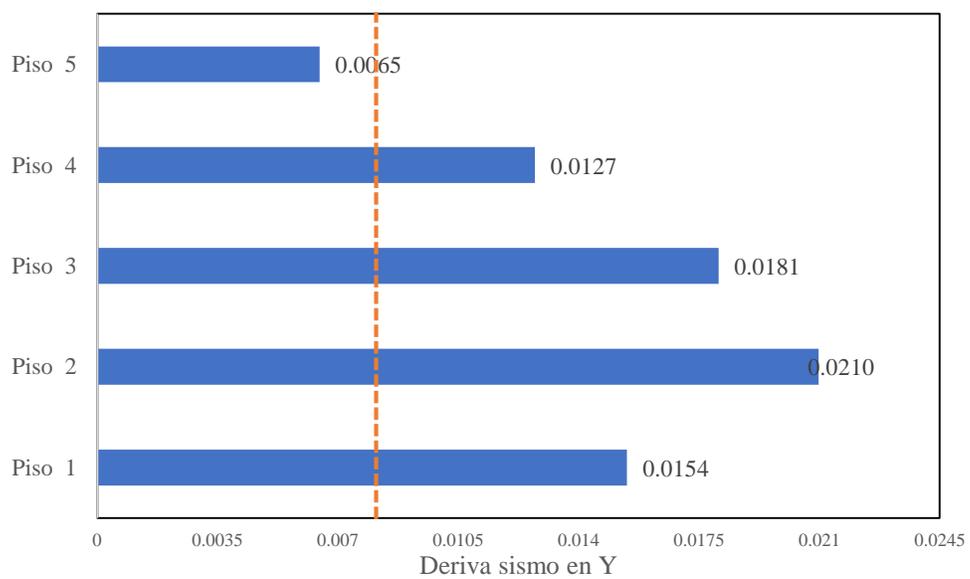
**Figura 72. Máxima deriva de entrepiso en la dirección Y del Bloque B**

### **Bloque C:**

En el Bloque C en ninguna de las direcciones cumple con las derivas máximas de entrepiso según indica la norma E030, teniendo valores máximos de 0.0217 y 0.0210 en la dirección X y Y respectivamente (ver figuras 73 y 74), dichos valores son mayores al 0.007. Por lo tanto, la estructura requiere el reforzamiento de disipadores SLB en el bloque C.



**Figura 73.** Máxima deriva de entrepiso en la dirección X del Bloque C



**Figura 74.** Máxima deriva de entrepiso en la dirección Y del Bloque C

#### 4.3.3.2.3 Fuerza cortante basal.

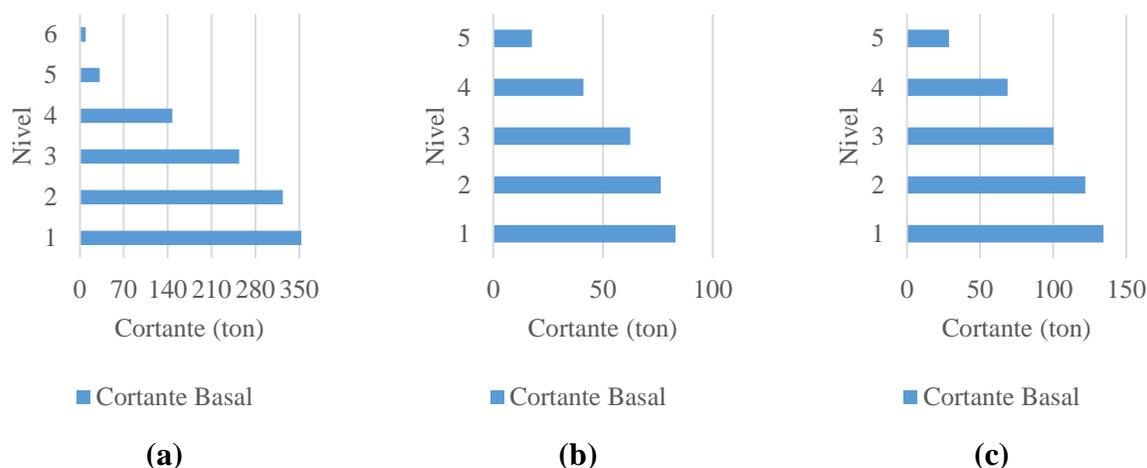


Figura 75. Fuerza cortante basal (a) Bloque A, (b) Bloque B, (c) Bloque C

La figura 75 se muestra la fuerza cortante que se desarrolla en la base de los bloques A, B y C, debido a la acción de cargas.

#### 4.3.4 Resumen de diagnóstico de los edificios

La calidad de la resistencia a compresión para la presente investigación en el bloque A se asumirá la resistencia de concreto de  $210 \text{ kg/cm}^2$  para vigas, columnas, losa y placas, mientras que el bloque B y C adoptará los valores de la tabla 57.

Tabla 57: Resistencia de concreto de vigas, losa, placa y columna de los bloques B y C

	Resistencia de Diseño	$E_c$ ( $\text{kg/cm}^2$ )
Viga, losa y placa	210	217370.65
Primer nivel - Columna	99.40	159990.035
Segundo nivel- Columna	135.505	186938.033
Tercer nivel- Columna	172.01	210463.404
Cuarto nivel- Columna	155.755	200272.234
Quinto nivel- Columna	139.50	189533.877

La distribución del acero de refuerzo horizontal y vertical, el diámetro y el espaciamiento cumplen con los planos estructurales de los bloques A, B y C (ver anexo 8).

Los bloques A, B y C cuentan con coeficiente de cortante basal de 0.21, 0.22 y 0.16 respectivamente.

A continuación, en la tabla 58 y 59 se muestran los resúmenes de las derivas máximas de entrepiso de los bloques A, B y C.

**Tabla 58. Derivas máximas de entrepiso en la dirección X de los bloques A, B y C**

Pisos	Derivas máxima en la dirección X		
	bloque A	bloque B	bloque C
Piso 6	0.0092		
Piso 5	0.0083	0.0021	0.0066
Piso 4	0.0181	0.0039	0.0131
Piso 3	0.0296	0.0057	0.0186
Piso 2	0.0354	0.0065	0.0217
Piso 1	0.0262	0.0043	0.0159
Límite E030	No cumple	Cumple	No cumple

**Tabla 59. Derivas máximas de entrepiso en la dirección Y de los bloques A, B y C**

Pisos	Derivas máximas en la dirección Y		
	bloque A	bloque B	bloque C
Piso 6	0.0093		
Piso 5	0.0078	0.0026	0.0065
Piso 4	0.0088	0.0048	0.0127
Piso 3	0.0137	0.0068	0.0181
Piso 2	0.0167	0.0078	0.0210
Piso 1	0.0127	0.0050	0.0154
Limite E030	No cumple	No cumple	No cumple

#### **4.4 PROPUESTA DE IMPLEMENTACIÓN DE DISPOSITIVOS DE DISIPACIÓN SLB EN LAS ESTRUCTURAS DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

Los bloques A, B y C de la Facultad de Ingeniería Civil presentan baja vulnerabilidad sísmica según Galdos&Nuñez (2020) y las derivas máximas de entrepiso no cumplen con la norma E030, en consecuencia se procedió con el diseño y ubicación de los disipadores históricos tipo Shear Link Bozzo (SLB).

##### **4.4.1 Implementación de dispositivos de control sísmico para aumento de capacidad sísmica**

Mediante el uso de los disipadores históricos tipo Shear Link Bozzo se va a mejorar la capacidad sísmica de los bloques A, B y C, permitiendo mayor seguridad para los estudiantes y la

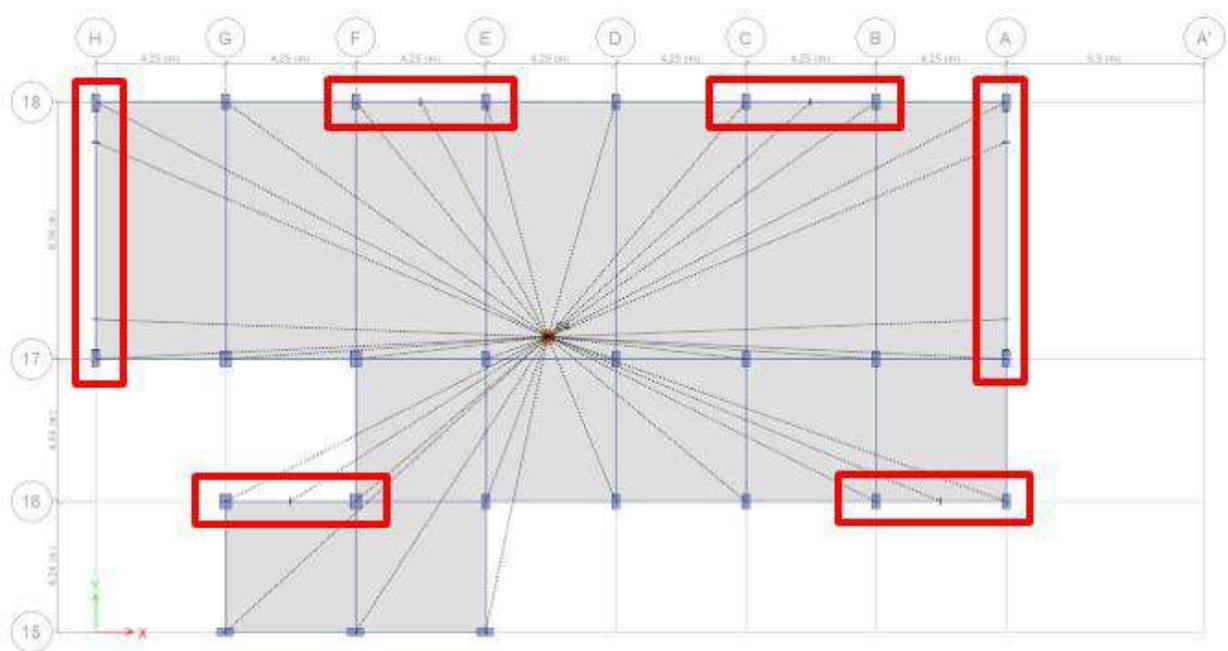
infraestructura. También reduce la respuesta dinámica de la estructura frente a un sismo, con la finalidad de cumplir con la deriva máxima de entrepiso de la Norma E030.

La ubicación, selección y análisis de los disipadores tipo Shear Link Bozzo (SLB) se realiza de la siguiente manera.

#### 4.4.1.1 UBICACIÓN EN PLANTA DE DISIPADORES SLB.

Se analizó los desplazamientos laterales en las direcciones X y Y para identificar las zonas críticas, y en las zonas de mayores desplazamientos se instalarán los dispositivos Shear Link Bozzo (SLB) con el objetivo de cumplir la deriva máxima establecido por la norma E030. La figura 76 y 77 muestran los pórticos donde se colocarán los dispositivos Shear Link Bozzo (SLB) para incrementar su rigidez en su plano y proporcionar mayor ductilidad.

También, en la ubicación de los disipadores se consideró la arquitectura de los bloques para no alterar los espacios de uso común como aulas, oficinas y pasadizos.



*Figura 76. Ubicación en planta de los disipadores SLB del bloque A*

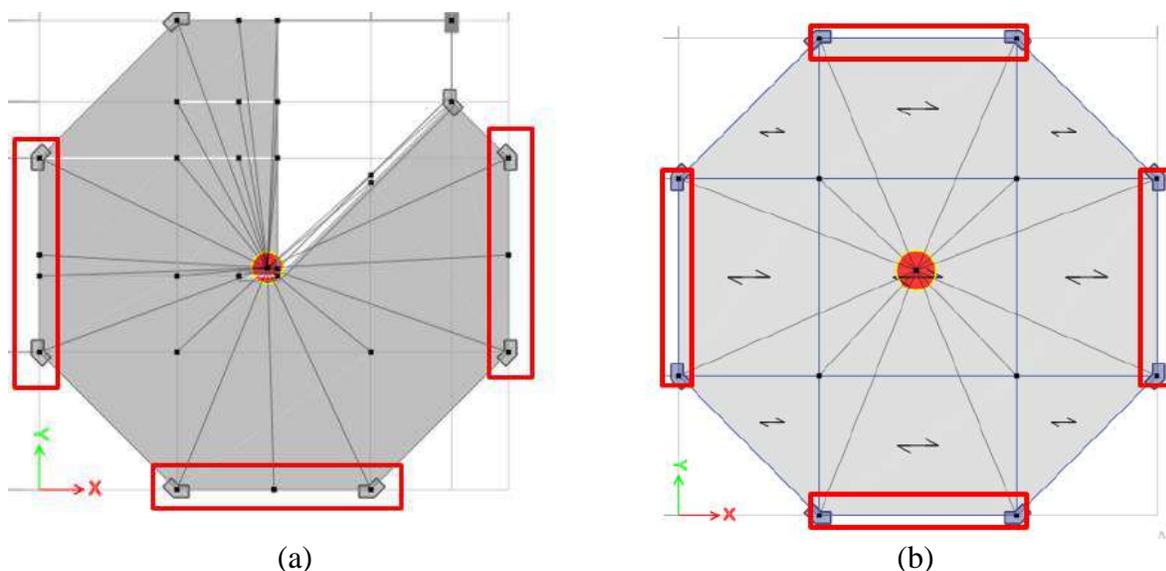


Figura 77. Ubicación en planta de los disipadores SLB (a) Bloque B y (b) Bloque C

#### 4.4.1.2 SELECCIÓN DEL TIPO DE DISIPADOR.

El proceso de selección del disipador se realiza mediante una serie de iteraciones, este proceso con el fin de garantizar el cumplimiento de las máximas derivas y dar la mayor seguridad sísmica según los parámetros dados por la norma E.030. La iteración comienza con la selección del disipador con fluencia más baja (ver figura 78), el cual se coloca en zonas más críticas (ver figura 76 y 77). El proceso de iteraciones se realiza mediante el software *dissipaSLB V.23.0.0*.

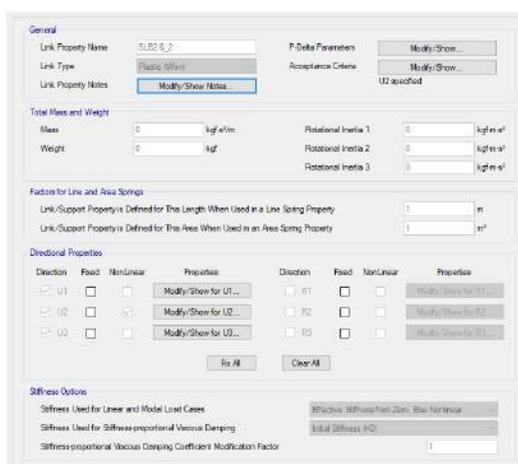


Figura 78. Definición del disipador SLB2 6-2 en etabs del bloque B

Fuente: *Etabs V19.1.0* y *Dissipa 23.0.0*

#### 4.4.2 MÉTODO DIRECTO PARA LA SELECCIÓN DE DISPOSITIVOS

El método directo utiliza el análisis de tipo Lineal modal espectral.

El procedimiento de diseño por el método directo se realiza mediante una serie de iteraciones, el cual, está automatizado mediante la aplicación (plugin). Por lo tanto, el análisis de las iteraciones se realiza utilizando el software *dissipaSLB V.23.0.0*, el cual el análisis iterativo es de forma automática en el ETABS. A continuación, se da la secuencia de pasos seguido por la metodología que utiliza el programa.

1) El diseño de los disipadores de energía SLB inicia con la colocación de un disipador con la fuerza de fluencia más baja. Para el presente análisis se selecciona el disipador SLB2 6\_2 con sus propiedades descritas en el modelo del ETABS (ver figura 79). Luego de establecer las propiedades de dispositivos SLB a los links se comienza con la primera iteración del modelo.

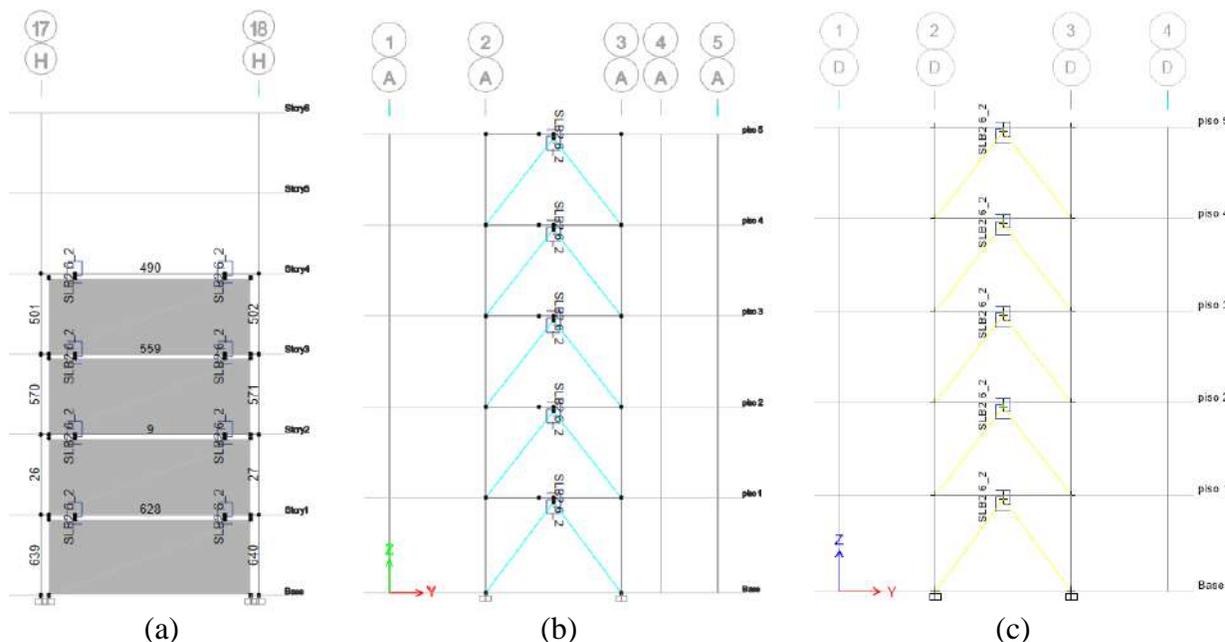
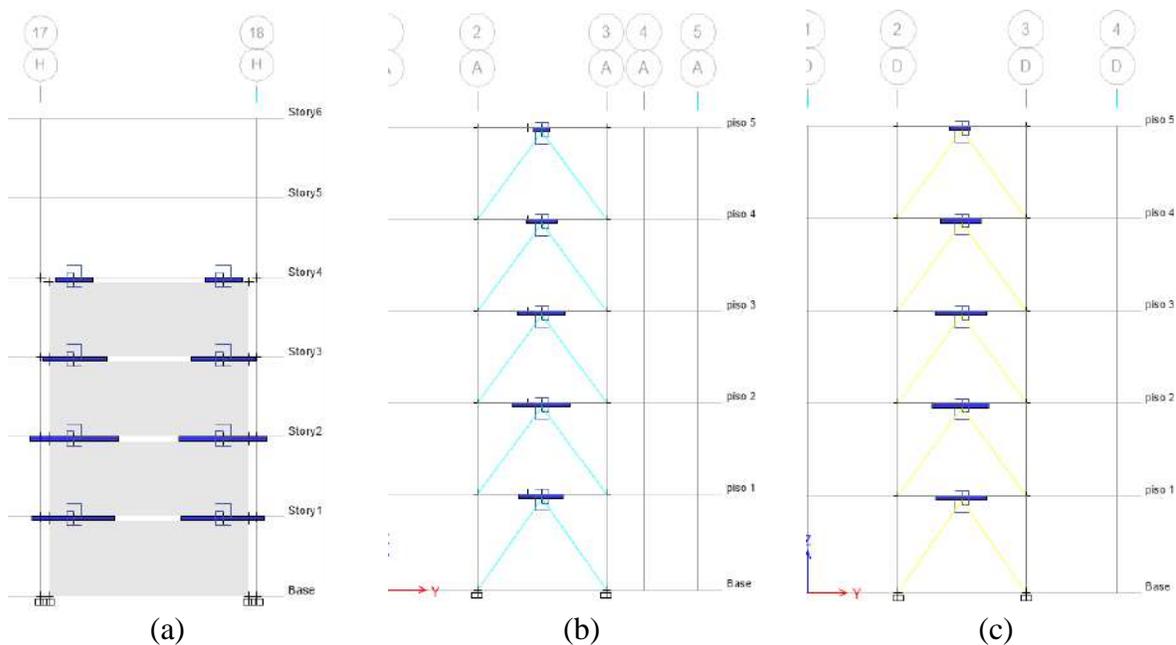


Figura 79. Disipador SLB2 6\_2 asignada a los bloques a) bloque A, b) bloque B y c) bloque C  
Fuente: *Etabs V19.1.0 y Dissipa 23.0.0*

2) Después de la iteración realizada el modelo exporta los valores de la fuerza cortante de los disipadores SLB a Excel para ello, se selecciona la tabla del ETABS con la denominación “element

forces-link”, dichos valores se exportan a una tabla Excel con el filtro realizado. Para el filtrado se selecciona los valores valores de “J-end”, de donde obtendremos la fuerza máxima y mínima (KN) de la envolvente de la fuerza cortante de los elementos link (Ver figura 8).

Con los resultados de fuerzas cortantes exportados a Excel, se procede con la selección de los dispositivos SLB que tengan fuerza cortante inferior al valor  $f_y$  (fuerza de plastificación del SLB). La relación “demanda/capacidad” (D/C) se describe como la cortante del ETABS de la iteración con el valor de  $F_y$  del dispositivo asignado. En caso de dispositivos simples con capacidad insuficiente se selecciona los disipadores dobles y triples o incluso cambiar las propiedades del acero. Por lo general, los dispositivos dobles y triples varían en el costo y la rigidez.



**Figura 80. Envolvente fuerza cortante en los bloques a) bloque A, b) bloque B y c) bloque C**  
Fuente: Etabs V19.1.0 y Dissipa 23.0.0

3) El análisis de la D/C debe ser inferior al valor de 1.5, si este valor es mayor se necesitará de una nueva iteración. Se utiliza la envolvente del análisis para la verificación, la relación D/C tiene que cumplir la siguiente condición:

$$\frac{V_{estructura}}{F_y} \leq 1.5$$

Donde:

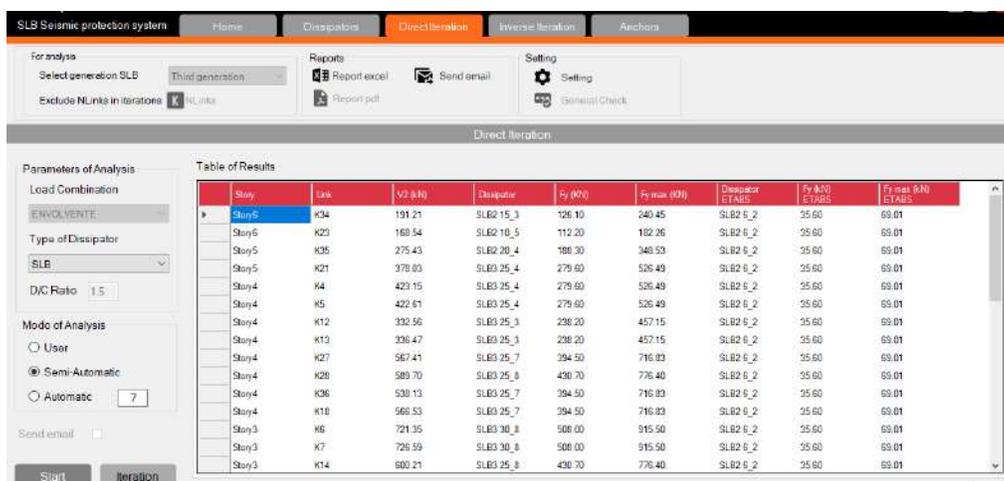
- $V_{estructura}$ : Fuerza cortante de la envolvente.
- $F_y$ : Fuerza de plastificación del disipador SLB.

Este procedimiento se realiza de forma iterativo hasta cumplir con la condición antes mencionada.

4) Cumplido los pasos anteriores utilizamos el software *dissipaSLB V.23.0.0* donde procedemos con la iteración por el método directo, seleccionamos “directec iteration”, también disipadores de tercera generación (third generation) y en parámetros de análisis elegimos *Load combination>* envolvente. La figura 81 muestra la iteración por el método directo, disipadores de tercera generación y la combinación de cargas. Para esta iteración se selecciona el modo de análisis semiautomático.

El programa cuenta con 3 modos de análisis: modo usuario, modo semiautomático y modo automático. En la presente investigación se utilizará los 3 modos de análisis.

- ✓ Modo semiautomático: Este modo realiza la iteración cada vez que el uso indique, los disipadores en el Etabs se cambian de forma automática.
- ✓ Modo automático: La iteración se realiza de forma automática en el Etabs y el disipa, el usuario indica la cantidad de iteraciones a realizar.
- ✓ Modo Usuario: Este modo depende de los anteriores modos mencionados, puesto que el usuario asigna los disipadores SLB en el ETABS dependiendo de las fuerzas cortantes de tal forma que cumpla con la condición del paso 5.



**Figura 81. Plugin para el análisis por el método directo e indirecto**

Fuente: DissipaSLB v23.0.0

- 5) En el software dissipaSLB V.23.0.0 se realiza la iteración de forma automática, en este caso debemos verificar la condición del paso 4. Los disipadores SLB en el modelo en el ETABS se iteran de forma automática cumpliendo la condición de la relación  $D/C \leq 1.5$ . Si se cumple la condición de  $D/C$  se exporta a Excel. Las tablas 60, 61 y 62 muestran los resultados del disipador SLB asignado por niveles de los bloques A, B y C, también la fuerza cortante del disipador y la relación  $D/C$  cumple con la condición.

**Tabla 60. Iteración por el método directo de disipadores SLB del bloque A**

Piso	Link	Disipador	Fy max (kN)	Fy (kN)	V2 (kN)	D/C	Condición
Piso 5	K35	SLB3 25_6	655.63	357.10	506.20	1.42	Ok!
Piso 5	K21	SLB3 40_8	1195.00	660.90	898.68	1.36	Ok!
Piso 4	K4	SLB3 50_8	1474.50	814.70	1135.61	1.39	Ok!
Piso 4	K5	SLB3 50_8	1474.50	814.70	1144.68	1.41	Ok!
Piso 4	K12	SLB3 40_6	967.95	528.70	749.68	1.42	Ok!
Piso 4	K13	SLB3 40_8	1195.00	660.90	948.40	1.44	Ok!
Piso 4	K27	SLB3 40_6	967.95	528.70	782.57	1.48	Ok!
Piso 4	K28	SLB3 40_8	1195.00	660.90	946.27	1.43	Ok!
Piso 4	K36	SLB3 50_9	1621.20	897.70	1278.16	1.42	Ok!
Piso 4	K18	SLB3 40_8	1195.00	660.90	979.58	1.48	Ok!
Piso 3	K6	2xSLB3 40_8	2390.00	1321.80	1924.61	1.46	Ok!
Piso 3	K7	2xSLB3 50_7	2653.60	1460.60	2080.13	1.42	Ok!
Piso 3	K14	2xSLB3 40_6	1935.90	1057.40	1554.90	1.47	Ok!
Piso 3	K15	2xSLB3 40_7	2164.60	1190.80	1770.61	1.49	Ok!
Piso 3	K29	2xSLB3 40_6	1935.90	1057.40	1500.31	1.42	Ok!
Piso 3	K30	2xSLB3 40_7	2164.60	1190.80	1723.40	1.45	Ok!
Piso 3	K37	2xSLB3 50_7	2653.60	1460.60	2067.81	1.42	Ok!
Piso 3	K19	2xSLB3 40_7	2164.60	1190.80	1641.70	1.38	Ok!

Piso 2	K2	3xSLB3 40_7	3246.90	1786.20	2602.21	1.46	Ok!
Piso 2	K3	3xSLB3 40_7	3246.90	1786.20	2565.45	1.44	Ok!
Piso 2	K16	2xSLB3 50_7	2653.60	1460.60	2082.76	1.43	Ok!
Piso 2	K17	2xSLB3 50_7	2653.60	1460.60	2178.14	1.49	Ok!
Piso 2	K24	2xSLB3 50_7	2653.60	1460.60	2160.56	1.48	Ok!
Piso 2	K26	2xSLB3 50_7	2653.60	1460.60	2160.29	1.48	Ok!
Piso 2	K38	3xSLB3 40_8	3585.00	1982.70	2709.91	1.37	Ok!
Piso 2	K20	2xSLB3 50_7	2653.60	1460.60	2003.69	1.37	Ok!
Piso 1	K8	3xSLB3 50_7	3980.40	2190.90	2984.00	1.36	Ok!
Piso 1	K9	3xSLB3 50_7	3980.40	2190.90	3004.84	1.37	Ok!
Piso 1	K10	3xSLB3 40_7	3246.90	1786.20	2596.83	1.45	Ok!
Piso 1	K11	3xSLB3 40_7	3246.90	1786.20	2616.60	1.46	Ok!
Piso 1	K31	2xSLB3 50_8	2949.00	1629.40	2267.05	1.39	Ok!
Piso 1	K32	2xSLB3 50_8	2949.00	1629.40	2261.29	1.39	Ok!
Piso 1	K33	3xSLB3 40_7	3246.90	1786.20	2645.09	1.48	Ok!
Piso 1	K1	2xSLB3 50_8	2949.00	1629.40	2241.65	1.38	Ok!

*Tabla 61. Iteración por el método directo de disipadores SLB del bloque B*

Piso	Link	Disipador	Fy max (kN)	Fy (kN)	V2 (kN)	D/C	Condición
piso 5	K3	SLB2 6_2	69.01	35.6	29.14	0.82	Ok!
piso 5	K16	SLB2 6_2	69.01	35.6	37.41	1.05	Ok!
piso 5	K21	SLB2 6_2	69.01	35.6	40.21	1.13	Ok!
piso 5	K4	SLB2 6_2	69.01	35.6	39.06	1.1	Ok!
piso 4	K9	SLB2 6_5	96.67	47.4	59.58	1.26	Ok!
piso 4	K17	SLB2 6_5	96.67	47.4	60.22	1.27	Ok!
piso 4	K22	SLB2 6_5	96.67	47.4	69.43	1.46	Ok!
piso 4	K5	SLB2 6_3	79.21	41	55.27	1.35	Ok!
piso 3	K10	SLB2 10_5	182.26	112.2	149.63	1.33	Ok!
piso 3	K18	SLB2 10_4	166.26	93	136.85	1.47	Ok!
piso 3	K23	SLB2 10_5	182.26	112.2	159.05	1.42	Ok!
piso 3	K6	SLB2 10_4	166.26	93	129.86	1.4	Ok!
piso 2	K14	SLB2 15_4	276.57	149.7	220.71	1.47	Ok!
piso 2	K19	SLB2 15_5	310.13	172.5	235.53	1.37	Ok!
piso 2	K24	SLB2 15_5	310.13	172.5	246.76	1.43	Ok!
piso 2	K7	SLB2 10_4	166.26	93	133.96	1.44	Ok!
piso 1	K2	SLB2 10_4	166.26	93	136.12	1.46	Ok!
piso 1	K15	SLB2 6_5	96.67	47.4	65.28	1.38	Ok!
piso 1	K20	SLB2 10_4	166.26	93	133.42	1.43	Ok!
piso 1	K1	SLB2 6_5	96.67	47.4	63.56	1.34	Ok!

*Tabla 62. Iteración por el método directo de disipadores SLB del bloque C*

Piso	Link	Disipador	Fy <sub>max</sub> (KN)	Fy (KN)	V2 (KN)	D/C	Condición
piso 5	K5	SLB2 6_2	69.01	35.60	46.20	1.30	Ok!
piso 5	K10	SLB2 6_2	69.01	35.60	45.65	1.28	Ok!
piso 5	K14	SLB2 6_2	69.01	35.60	38.91	1.09	Ok!
piso 5	K19	SLB2 6_2	69.01	35.60	38.48	1.08	Ok!
piso 4	K6	SLB2 10_5	182.26	112.20	163.00	1.45	Ok!
piso 4	K11	SLB2 10_5	182.26	112.20	158.39	1.41	Ok!
piso 4	K15	SLB2 8_5	133.29	72.70	104.73	1.44	Ok!
piso 4	K20	SLB2 8_5	133.29	72.70	104.78	1.44	Ok!
piso 3	K7	SLB2 20_4	348.53	188.30	271.57	1.44	Ok!
piso 3	K12	SLB2 20_4	348.53	188.30	263.39	1.40	Ok!

piso 3	K16	SLB2 15_4	276.57	149.70	201.73	1.35	Ok!
piso 3	K21	SLB2 15_4	276.57	149.70	201.97	1.35	Ok!
piso 2	K3	SLB3 25_3	457.15	238.20	352.85	1.48	Ok!
piso 2	K8	SLB3 25_3	457.15	238.20	342.52	1.44	Ok!
piso 2	K13	SLB2 10_3	148.63	81.10	112.36	1.39	Ok!
piso 2	K17	SLB2 10_3	148.63	81.10	113.02	1.39	Ok!
piso 2	K23	SLB2 10_3	148.63	81.10	113.21	1.40	Ok!
piso 2	K24	SLB2 10_3	148.63	81.10	112.56	1.39	Ok!
piso 1	K4	SLB3 25_4	526.49	279.60	377.70	1.35	Ok!
piso 1	K9	SLB3 25_3	457.15	238.20	348.99	1.47	Ok!
piso 1	K1	SLB2 10_4	166.26	93.00	131.15	1.41	Ok!
piso 1	K2	SLB2 10_4	166.26	93.00	131.13	1.41	Ok!
piso 1	K18	SLB2 10_4	166.26	93.00	131.38	1.41	Ok!
piso 1	K22	SLB2 10_4	166.26	93.00	131.39	1.41	Ok!

#### 4.4.3. Método indirecto para la selección de dispositivos

El método indirecto es un procedimiento iterativo alternativo al método directo que consiste en el incremento de la dimensión de los dispositivos. El método indirecto busca el valor de la fuerza de corte en el disipador, este consiste en disminuir el tamaño del disipador en el modelo numérico con el objetivo de evaluar la fuerza cortante.

El seguimiento del paso a paso de la selección de los disipadores SLB, se realiza mediante el análisis modal espectral para ello se sigue el siguiente procedimiento:

- 1) Para iniciar con el método indirecto, se utiliza los dispositivos definidos en el método directo.
- 2) Se implementa inicialmente un procedimiento de iteración directa verificando los parámetros a controlar, habitualmente el desplazamiento de entrepiso. Según se incrementen los dispositivos o el espesor de los muros desacoplados se reduciría el desplazamiento de entrepiso hasta cumplir los requerimientos de diseño locales y en otros casos puede ser necesario aumentar el propio número de muros desacoplados. Por otra parte, siempre se debe de verificar los límites de ratio de capacidad ( $\rho$ ) en el rango 1.1-1.4 para proceder a modificar los dispositivos seleccionados en el análisis.
- 3) Se debe verificar en cada paso la fuerza cortante total en el muro desacoplado según la expresión:

$$Vd = 1.5 \cdot Fy \cdot n_{SLB}$$

donde  $Fy$  es la fuerza de fluencia de cada dispositivo, 1.5 es un factor de seguridad adicional a los correspondientes al análisis y  $n_{SLB}$  es el número de dispositivos en el muro.

- 4) El cortante máximo en el muro debe de cumplir lo establecido en el ACI lo cual depende de su longitud, espesor y resistencia característica del concreto según la expresión (unidades MPa):

$$\frac{Vd}{L * t} \leq 0.75 \cdot 0.83 \cdot \sqrt{fck}$$

Para diagonales metálicas la expresión es similar, pero depende de la fuerza de pandeo de las diagonales por lo que el sistema es similar a los BRB o “Buckle Restrained Braces” o “Diagonales de Pandeo restringido”.

- 5) Si el espesor del muro “ $t$ ” no puede aumentarse, al igual que en segunda instancia la resistencia característica del muro, se procede a cambiar al procedimiento de iteración inversa limitando la fuerza en el muro desacoplado.
- 6) La capacidad del muro desacoplado se fija según lo establecido previamente y en base a ello se desarrolla la siguiente expresión para la fuerza máxima en cada dispositivo del muro:

$$F_{max,SLB} = \frac{(0.75 * 0.83 * \sqrt{fck}) * (L * t)_{wall}}{1.5 * n_{SLB}}$$

Esta es la fuerza máxima “objetivo” la cual corresponde a un determinado tipo de dispositivo y que sería el empleado finalmente en diseño.

- 7) Por tanto, el dispositivo se selecciona mediante la tabla de dispositivos SLB de manera tal que su  $Fy$  sea el inmediatamente inferior a  $F_{max}$ . Normalmente hay más de una opción para esta selección y se recomienda escoger el dispositivo de mayor espesor de ventana por su menor costo. En este punto se debe de verificar nuevamente el desplazamiento de entrepiso pues

pudiera ser que la fuerza es demasiado baja y no se alcanza a cumplir el límite de drift de la normativa local.

- 8) Dado que el análisis modal espectral es lineal la fuerza actuante no tiene límite en cada dispositivo por lo que al seleccionar el dispositivo mediante el paso 7 y repetir el análisis es seguro que el cortante actuante cambie y muy probablemente supere el límite demanda/capacidad establecido de 1.1-1.4. Una solución es reducir de forma “ficticia” en el modelo numérico es mediante el tamaño del dispositivo y repetir el análisis hasta obtener una fuerza cortante dentro del rango establecido, observamos en la tabla 63, 64 y 65.

*Tabla 63. Iteración inversa de disipadores SLB bloque A*

Piso	Link	Real Disipador	Disipador Etabs	K1 (kN/cm)	Deformación Link (mm)	Cortante K (kN/cm)	D/C	Ficticional Link
Piso 5	K35	SLB2 20_4	SLB3 25_6	6064.13	0.71	6953.58	1.15	OK
Piso 5	K21	SLB2 20_4	SLB2 10_2	893.4	6.03	1042.21	1.17	OK
Piso 4	K4	SLB3 40_4	SLB3 25_4	4783.2	2.08	5937.55	1.24	OK
Piso 4	K5	SLB3 40_4	SLB3 25_4	4783.2	2.1	5897.92	1.23	OK
Piso 4	K12	SLB3 40_4	SLB3 50_6	12328.87	0.66	14679.25	1.19	OK
Piso 4	K13	SLB3 40_4	SLB3 40_7	10988	0.76	12786.40	1.16	OK
Piso 4	K27	SLB3 50_4	4xSLB4 65_20	131804.74	0.75	179684.30	1.36	OK
Piso 4	K28	SLB3 50_4	3xSLB3 50_7	41532.6	0.68	48129.73	1.16	OK
Piso 4	K36	SLB3 50_4	SLB3 50_7	13844.2	0.96	19242.72	1.39	OK
Piso 4	K18	SLB3 50_4	2xSLB3 40_5	17300	0.7	19334.75	1.12	OK
Piso 3	K6	SLB3 40_8	SLB3 25_2	3214.07	4.64	4143.28	1.29	OK
Piso 3	K7	SLB3 40_8	SLB3 25_2	3214.07	4.7	3811.99	1.19	OK
Piso 3	K14	SLB3 40_8	SLB3 40_5	8650	1.61	11144.56	1.29	OK
Piso 3	K15	SLB3 40_8	SLB3 40_5	8650	1.69	9864.20	1.14	OK
Piso 3	K29	SLB3 50_9	SLB2 8_5	784.27	15.84	927.88	1.18	OK
Piso 3	K30	SLB3 50_9	SLB2 8_4	737	17.4	844.71	1.15	OK
Piso 3	K37	SLB3 50_9	SLB2 8_4	737	17.31	849.50	1.15	OK
Piso 3	K19	SLB3 50_9	SLB2 8_4	737	17.19	855.43	1.16	OK
Piso 2	K2	SLB3 50_9	SLB2 15_2	1571.47	11.95	1745.44	1.11	OK
Piso 2	K3	SLB3 50_9	SLB2 15_2	1571.47	11.8	1768.82	1.13	OK
Piso 2	K16	SLB3 50_9	2xSLB3 40_7	21976	0.82	25538.68	1.16	OK
Piso 2	K17	SLB3 50_9	2xSLB3 40_7	21976	0.87	24093.64	1.10	OK
Piso 2	K24	2xSLB3 50_5	SLB2 6_5	439.6	22.09	496.32	1.13	OK

Piso 2	K26	2xSLB3 50_5	SLB2 6_5	439.6	21.23	510.05	1.16	OK
Piso 2	K38	2xSLB3 50_5	SLB2 6_5	439.6	20.94	514.72	1.17	OK
Piso 2	K20	2xSLB3 50_5	SLB2 6_5	439.6	29.54	497.67	1.13	OK
Piso 1	K8	SLB3 50_9	SLB2 15_2	1571.47	12.9	1819.90	1.16	OK
Piso 1	K9	SLB3 50_9	SLB2 15_2	1571.47	12.91	1817.93	1.16	OK
Piso 1	K10	SLB3 50_9	SLB3 30_7	8106.07	2.46	9553.61	1.18	OK
Piso 1	K11	SLB3 50_9	SLB3 30_7	8106.07	2.47	9511.03	1.17	OK
Piso 1	K31	2xSLB3 50_5	SLB2 6_5	439.6	20.73	538.13	1.22	OK
Piso 1	K32	2xSLB3 50_5	SLB2 6_5	439.6	20.7	538.79	1.23	OK
Piso 1	K33	2xSLB3 50_5	SLB2 6_5	439.6	28.83	509.98	1.16	OK
Piso 1	K1	2xSLB3 50_5	SLB2 6_5	439.6	28.44	516.94	1.18	OK

*Tabla 64. Iteración inversa de disipadores SLB bloque B*

Piso	Link	Real Disipador	Disipador Etabs	K1 (KN/cm)	Deformación Link (mm)	Cortante K (KN/cm)	D/C	Ficcional Link
piso 4	K9	SLB2 10_3	SLB2 10_4	1149.53	0.93	1312.48	1.14	OK
piso 4	K17	SLB2 10_3	SLB2 10_5	1237.8	0.83	1477.53	1.19	OK
piso 4	K22	SLB2 10_3	SLB2 10_2	893.4	1.17	1040.82	1.17	OK
piso 4	K5	SLB2 10_3	SLB2 10_5	1237.8	0.82	1493.80	1.21	OK
piso 3	K10	SLB2 15_3	SLB2 10_5	1237.8	1.25	1400.97	1.13	OK
piso 3	K18	SLB2 15_3	SLB2 15_2	1571.47	0.97	1803.31	1.15	OK
piso 3	K23	SLB2 15_3	SLB2 10_5	1237.8	1.32	1393.83	1.13	OK
piso 3	K6	SLB2 15_3	SLB2 15_2	1571.47	0.91	1928.85	1.23	OK
piso 2	K14	SLB3 25_2	SLB2 20_4	3105.53	0.78	3473.92	1.12	OK
piso 2	K19	SLB3 25_2	SLB2 20_4	3105.53	0.77	3505.59	1.13	OK
piso 2	K24	SLB3 25_2	SLB2 20_4	3105.53	0.82	3539.62	1.14	OK
piso 2	K7	SLB2 15_3	SLB2 15_2	1571.47	0.96	1820.24	1.16	OK
piso 1	K2	SLB2 15_3	SLB2 10_5	1237.8	1.16	1511.35	1.22	OK
piso 1	K20	SLB2 15_3	SLB2 10_5	1237.8	1.13	1544.79	1.25	OK
piso 1	K15	SLB2 10_3	SLB2 10_3	1039.13	0.93	1319.57	1.27	OK
piso 1	K1	SLB2 10_3	SLB2 10_4	1149.53	0.9	1356.18	1.18	OK

*Tabla 65. Iteración inversa de disipadores SLB bloque C*

Piso	Link	Real Disipador	Disipador Etabs	K1 (kN/cm)	Deformación Link (mm)	Search K (kN/cm)	D/C	Ficcional Link
piso 4	K6	SLB2 10_5	SLB2 10_5	1237.8	1.215	1436.71	1.16	OK
piso 4	K11	SLB2 10_5	SLB2 10_5	1237.8	1.193	1463.21	1.18	OK
piso 4	K15	SLB2 10_5	SLB2 15_2	1571.47	0.779	2240.83	1.40	OK
piso 4	K20	SLB2 10_5	SLB2 15_2	1571.47	0.782	2232.24	1.40	OK
piso 3	K16	SLB3 30_2	SLB3 50_9	16737	0.139	21795.81	1.30	OK
piso 3	K21	SLB3 30_2	SLB3 50_9	16737	0.139	21795.85	1.30	OK
piso 3	K7	SLB3 30_3	SLB3 50_9	16737	0.183	21895.48	1.31	OK

piso 3	K12	SLB3 30_3	SLB3 50_9	16737	0.177	22637.7	1.35	OK
piso 2	K3	SLB3 30_3	SLB3 25_2	3214.07	1.028	3897.73	1.21	OK
piso 2	K8	SLB3 30_3	SLB3 25_2	3214.07	1.006	3982.97	1.24	OK
piso 2	K17	SLB3 25_3	SLB3 25_9	7711.07	0.338	9821.4	1.27	OK
piso 2	K22	SLB3 25_3	SLB3 25_9	7711.07	0.34	9763.62	1.27	OK
piso 1	K13	SLB3 25_3	SLB3 25_9	7711.07	0.364	9119.87	1.18	OK
piso 1	K18	SLB3 25_3	SLB3 25_9	7711.07	0.367	9045.32	1.17	OK
piso 1	K4	SLB3 30_3	SLB3 25_3	4046.67	0.942	4491.77	1.11	OK
piso 1	K9	SLB3 30_3	SLB3 25_2	3214.07	1.073	3734.27	1.16	OK

#### 4.4.2.1 Cantidad de disipadores SLB.

La tabla 66, 67 y 68 muestran la cantidad y el tipo de dispositivos en los bloques A, B y C.

*Tabla 66. Cantidad de disipadores SLB en el bloque A*

SLB	Cantidad
SLB2 20_4	2
SLB3 40_4	4
SLB3 50_4	4
SLB3 40_8	4
SLB3 50_9	12
2xSLB3 50_5	8

*Tabla 67. Cantidad de disipadores SLB en el bloque B*

Disipadores SLB	Cantidad
SLB2 6_2	3
SLB2 10_3	3
SLB2 15_3	4
SLB3 25_2	5

*Tabla 68. Cantidad de disipadores SLB en el bloque C*

Disipadores SLB	Cantidad
SLB2 6_2	4
SLB2 20_3	4
SLB3 25_5	4
SLB3 30_5	8
SLB3 40_5	4

#### **4.4.4 *Análisis no lineal Tiempo Historia***

El desarrollo del Análisis No Lineal Tiempo Historia emplea once registros sísmicos de acuerdo al ASCE/SEI 7-16, (*Capítulo 16, análisis tiempo historia respuesta no lineal, pag. 164*).

Los registros sísmicos seleccionados cuentan con acelerogramas horizontales en direcciones EW y NS. Los registros sísmicos son seleccionados de acuerdo a: Aceleraciones Máximas, Magnitudes y Mecanismo de fallas geológicas.

##### **4.4.4.1 Registro sísmico con condiciones similares al lugar de estudio.**

La cantidad de registros sísmicos está definida según la normativa ASCE/SEI 7-16, indica que para el análisis no Lineal Tiempo Historia, se seleccionan como mínimo 11 registros sísmicos de acuerdo al espectro objetivo. Los movimientos sísmicos seleccionados consistirán en pares de componentes ortogonales, donde no se consideran efectos de terremoto vertical. También aclarar que la presente evaluación de los edificios de la facultad de Ingeniería Civil con disipadores de energía SLB no consideran el sismo vertical; puesto que, el sismo vertical no será representativo, los SLBs no transmiten carga axial debido a la conexión del mismo.

La recolección de los registros sísmicos se realizó en la plataforma del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigaciones de Desastres de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería (CISMID), de donde se recopiló los registros sísmicos del terremoto de Pisco año 2007, Lima 1966, Ancash 1970, y Ático 2001. También, se analizó sismos ocurridos en el año 2024 en la página del instituto Geofísico del Perú (IGP), donde se obtuvo el sismo de Andahuaylillas de magnitud 4.7Mw ocurrido el presente año (2024). Así mismo, se observó registros sísmicos de la plataforma del departamento de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de

la Universidad de Chile, la red de cobertura nacional de acelerógrafos (RENADIC), web destinada a registrar los terremotos en Chile, se recopiló el registro de los terremotos ocurrido en Chusmiza en 2001, Curicó en 2004 y Maule en 2010. También, de la plataforma Vibration.data, de donde se recopiló el registro sísmico del terremoto de El Centro de 1940, y por último se utilizó la plataforma Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER Ground Motion Database), de donde se recopiló el registro sísmico del terremoto de Kobe en 1995 y Northridge en 1985. La tabla 69 muestra los registros sísmicos seleccionados con movimientos sísmico similares a la zona de estudio, también se aprecia el PGA(g) máximo de los sismos en las direcciones EW y NS.

*Tabla 69. Registros sísmicos más importantes ocurrido a nivel mundial en los últimos 50 años*

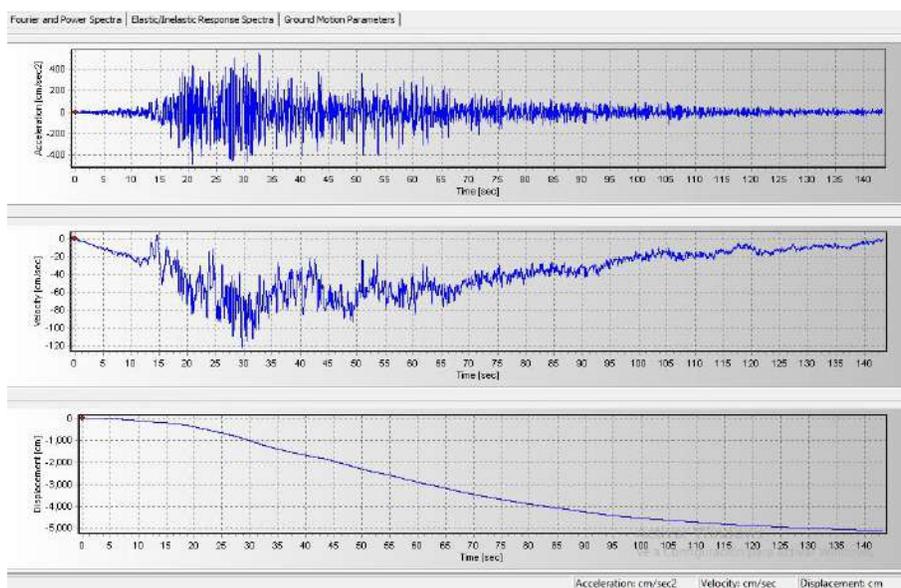
Registro sísmico	Fecha	PGA (g)		Magnitud (Mw)	Profundidad focal (km)	Duración (s)	Estación
		EW	NS				
Ancash	31/05/1970	0.11	0.09	6.6	64	45	Parque de la Reserva
Andahuaylilla	04/05/2024	0.012	0.012	4.7	9	195	SENCICO
Ático	23/06/2001	0.3	0.22	6.9	33	198	Cesar Vizcarra Vargas
Chusmiza	24/07/2001	0.08	0.07	6.3	3	96	20.492S 69.330W
Curico	28/08/2004	0.11	0.14	6.4	5	44	0.000N 0.000E
El centro	18/05/1940	0.21	0.35	6.9	16	53	El Centro
Kobe	17/01/1995	0.62	0.67	6.9	16	140	Takatori
Lima	17/10/1966	0.18	0.27	8.1	24	65	Parque de la Reserva
Maule	27/02/2010	0.35	0.55	8.8	30.1	143	0.000N 0.000E
Northridge	17/01/1994	0.5	0.44	6.7	18.2	30	Mulhol
Pisco	15/08/2007	0.28	0.34	7.9	40	218	ICA2

#### 4.4.4.2 Corrección de acelerogramas de registros sísmicos.

Los acelerogramas contienen diferentes anomalías al ser captados por el sensor. Las anomalías que se presentan de forma frecuente son el ruido, ruido electrónico del aparato, la sensibilidad del sensor, interferencias, ruido de los cables, movimiento del vehículo cerca del sensor y otros; los cuales afectan la adecuada captación de datos del sensor de

movimiento. Por tanto, los acelerogramas deben ser procesados para su correcta interpretación y análisis.

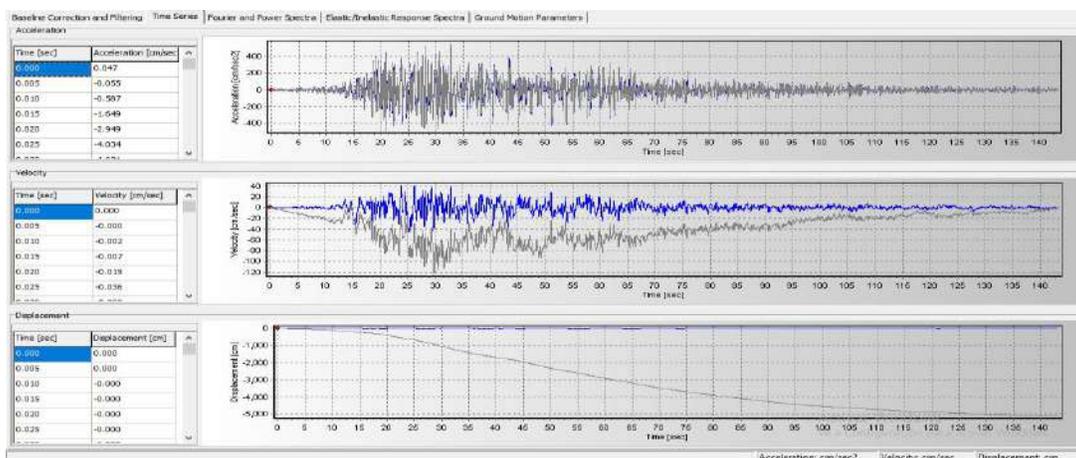
Por ello, mediante el software SeismoSignal 2023 se realiza la corrección de registros sísmicos en las dos direcciones. La figura 82 muestra los registros sísmicos sin corrección, se observa desviaciones en la línea base en el gráfico de aceleración; por tanto, las gráficas de velocidad y desplazamiento se observan variaciones.



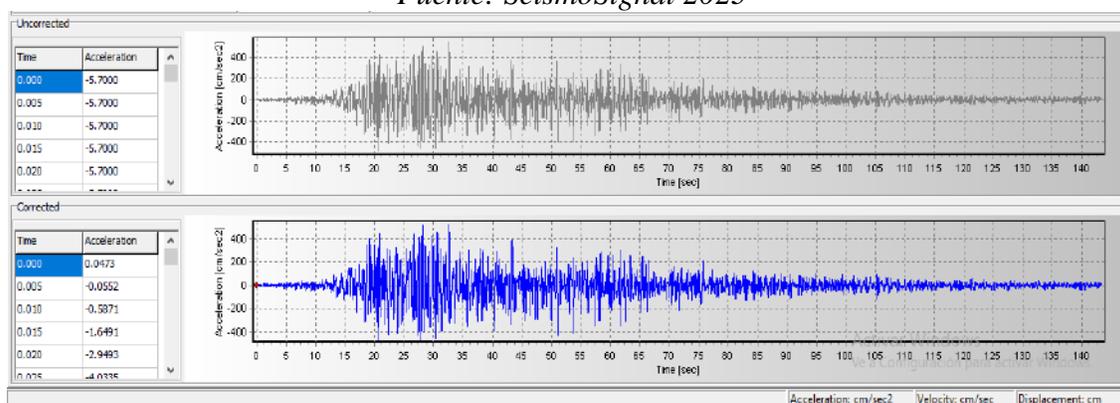
**Figura 82. Registro sísmico sin corregir EW del registro sísmico Maule (2010)**

Fuente: seísmo signal 2023

La data es corregida por línea base y filtrado como se muestra en la figura 83, los acelerómetros de color gris son los registros reales (sin corrección), mientras que, de color azul son registros sísmicos corregidos. Los 11 registros sísmicos en las componentes EW y NS son procesados y analizados (ver figura 84) para su posterior introducción en el software Etabs para el análisis No Lineal Tiempo Historia. La data corregida se guarda en formato txt.



**Figura 83. Acelerograma corregido en la dirección EW del registro sísmico Maule (2010)**  
Fuente: *SeísmoSignal 2023*



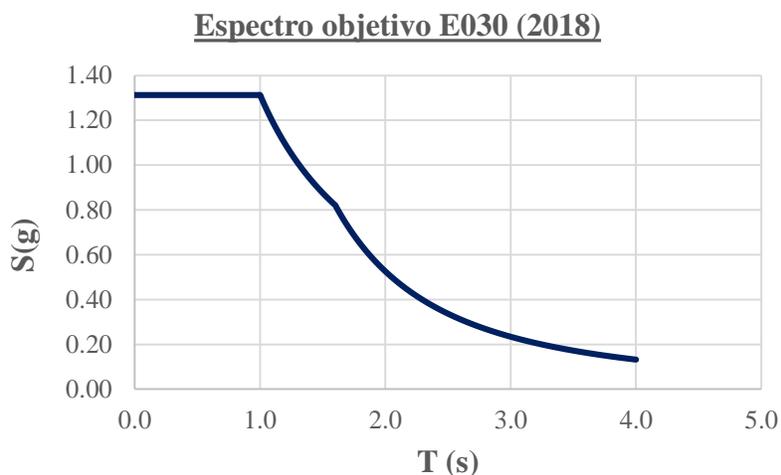
**Figura 84. Registro sísmico Maule (2010) sin corregir y corregido en la dirección EW.**  
Fuente: *SeísmoSignal 2023*

#### 4.4.4.3 Escalamiento de registros sísmicos según el espectro objetivo.

Los registros sísmicos con espectro de diseño son poco frecuentes. Estos representan eventos muy poco frecuentes, por tanto, los registros sísmicos se deben escalar y ajustar de acuerdo al espectro objetivo (Ver figura 85).

Los registros sísmicos corregidos en las direcciones EW y NS son escalados de acuerdo al espectro objetivo basados en la norma E.030. El escalamiento de registros sísmicos se realiza en ambas componentes (EW y NS) considerando un rango de periodos de  $0.2T$  y  $1.5T$ , según la norma *E030*. Donde  $T$  es el periodo fundamental de la estructura.

En la presente investigación los registros sísmicos son escalados en el software SEISMOMATCH-2022 tomando en cuenta las consideraciones de la norma E030.



*Figura 85. Espectro Objetivo para escalonamiento de registros sísmicos*

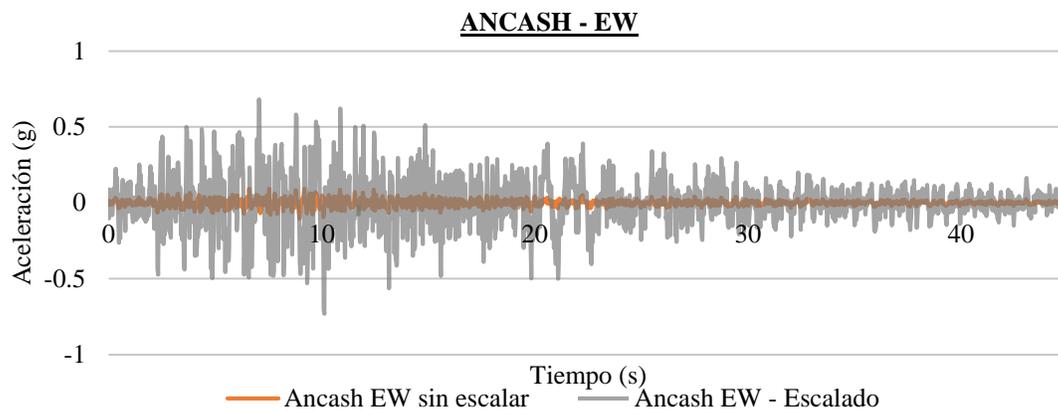
#### 4.4.4.4 Rango de análisis para el escalamiento del periodo de las estructuras.

El rango de análisis para el escalamiento de los acelerogramas de los registros sísmicos se muestra en la tabla 70. El rango de escalamiento se realiza en ambas direcciones (EW y NS), de acuerdo a la norma E030 el rango de escalamiento es  $0.2T$  a  $1.5T$ .

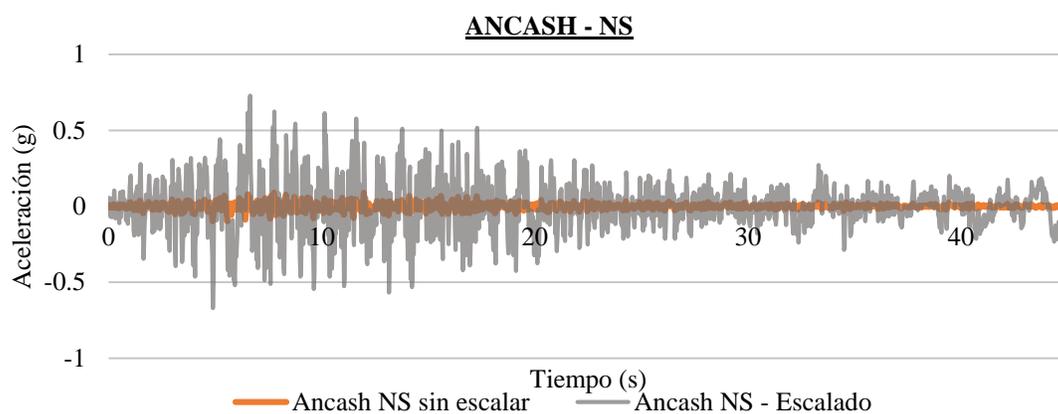
*Tabla 70. Rango de análisis del periodo de la estructura para escalar los registros sísmicos*

Bloque	Periodo de la estructura (T) (s)	Periodo mínimo ( $0.2T$ ) (s)	Periodo máximo ( $1.5T$ ) (s)
<b>A</b>	0.917	0.18	1.37
<b>B</b>	0.633	0.13	0.95
<b>C</b>	0.871	0.17	1.31

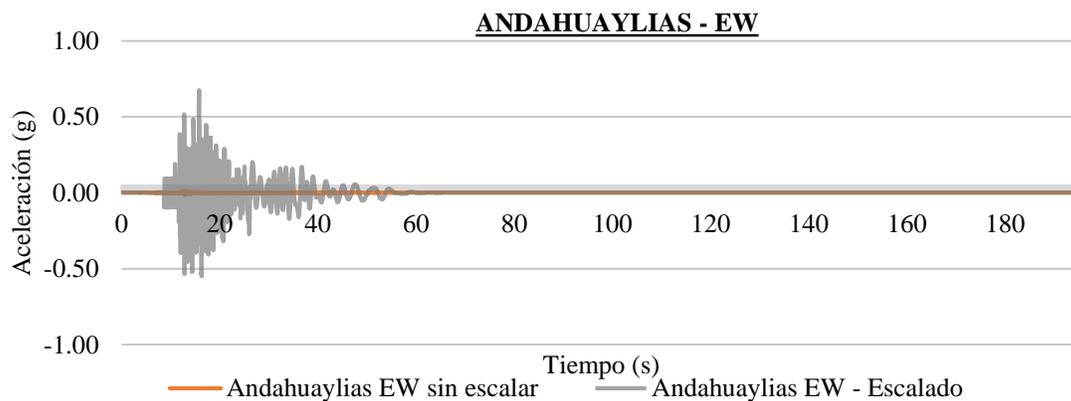
Bozzo (2020) afirma que el rango de análisis debe ser de 0.2 s y 4 s para un óptimo análisis de resultados. La presente investigación adoptó el rango de análisis propuesto por Bozzo (2020), este análisis se realiza para todos los acelerogramas de los sismos. A continuación, se muestra los acelerogramas sin escalar y escalados.



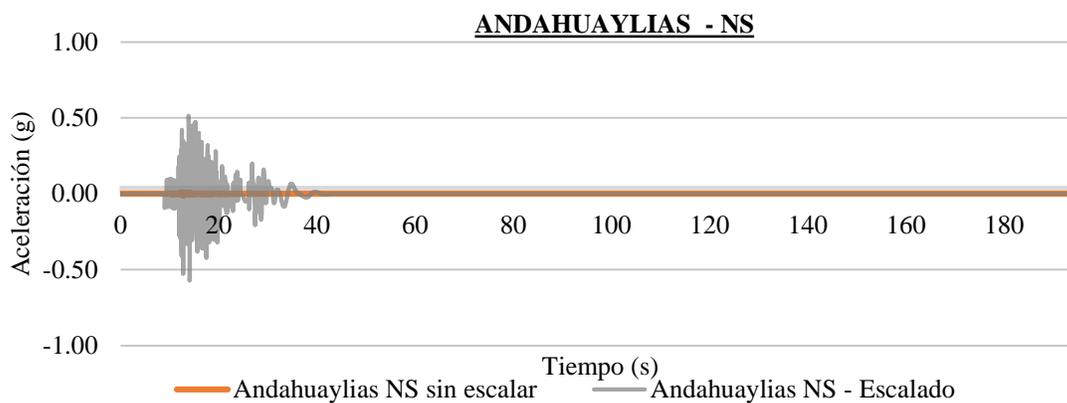
*Figura 86. Sismo Ancash 1970 en la dirección EW*



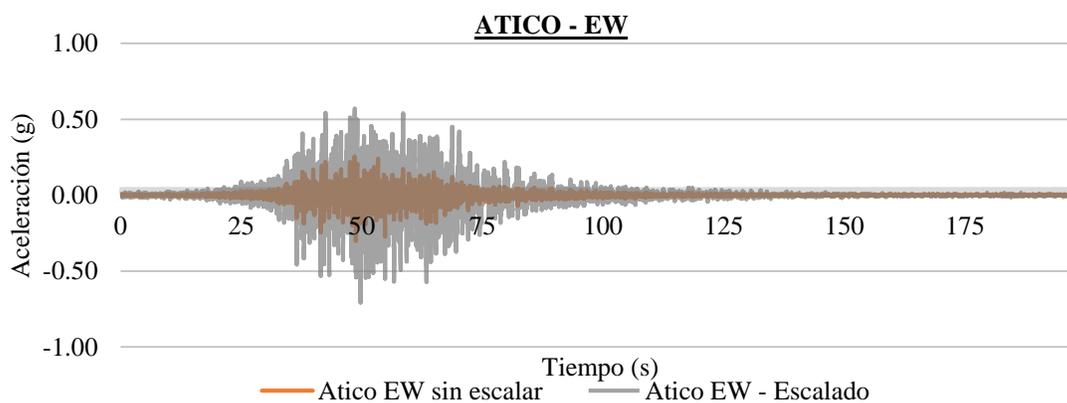
*Figura 87. Sismo Ancash 1970 en la dirección NS*



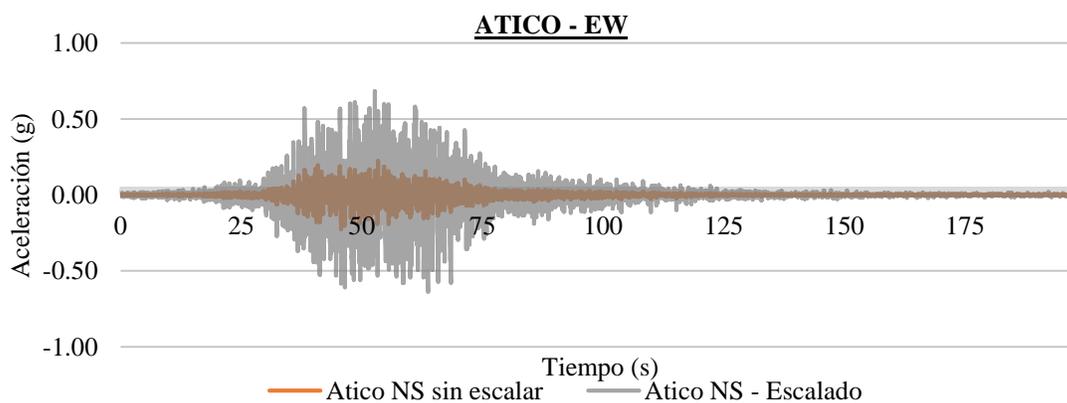
*Figura 88. Sismo Andahuayllas 2024 en la dirección EW*



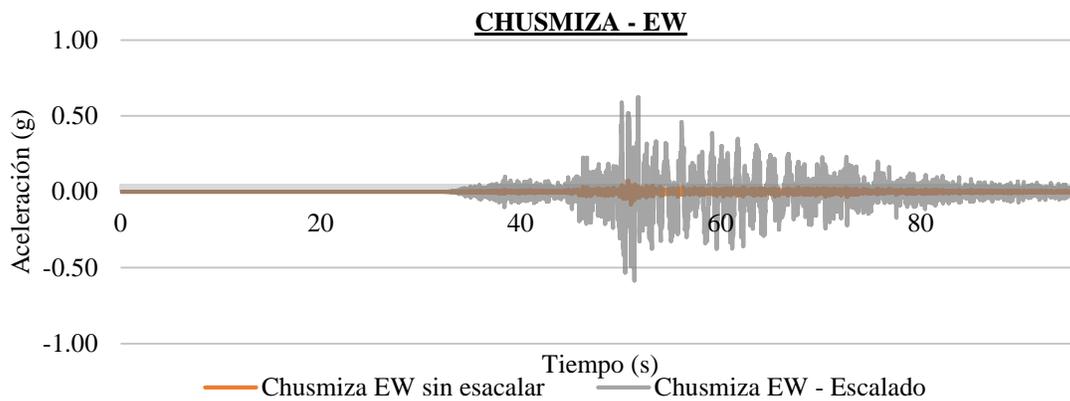
*Figura 89. Sismo Andahuayllillas 2024 en la dirección NS*



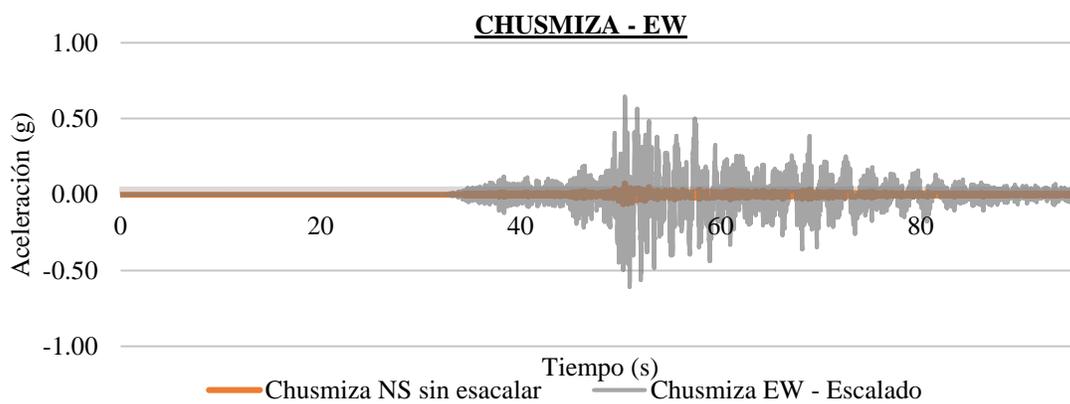
*Figura 90. Sismo Ático 2001 en la dirección EW*



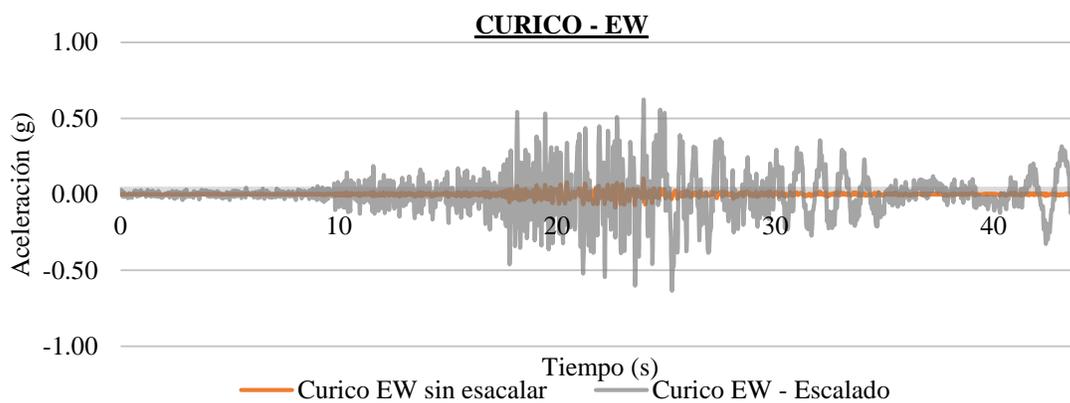
*Figura 91. Sismo Ático 2001 en la dirección NS*



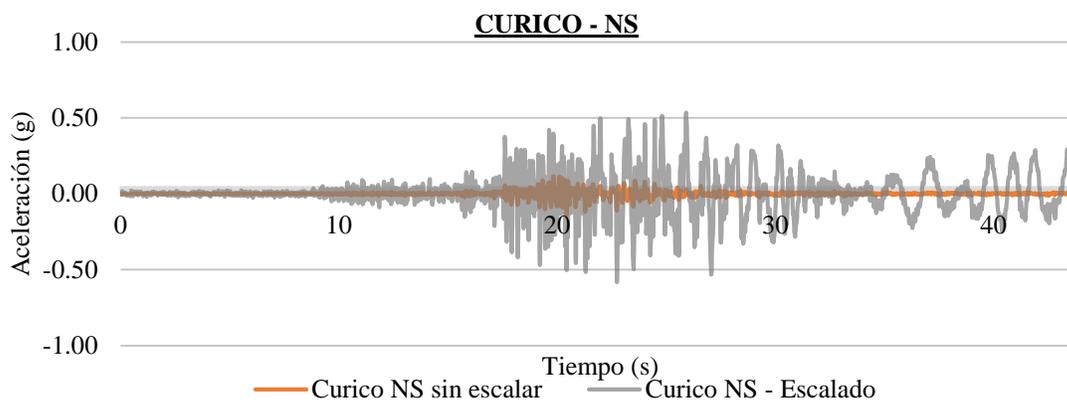
*Figura 92. Sismo Chusmiza 2001 en dirección EW*



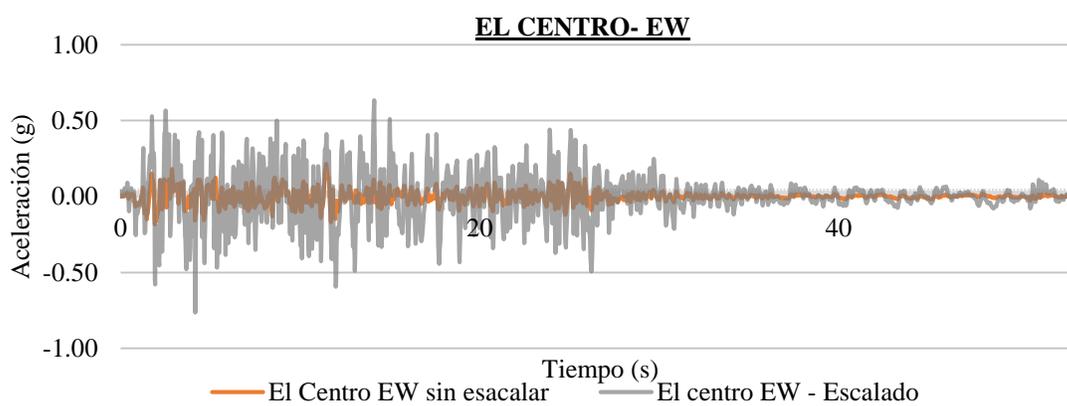
*Figura 93. Sismo Chusmiza 2001 en dirección NS*



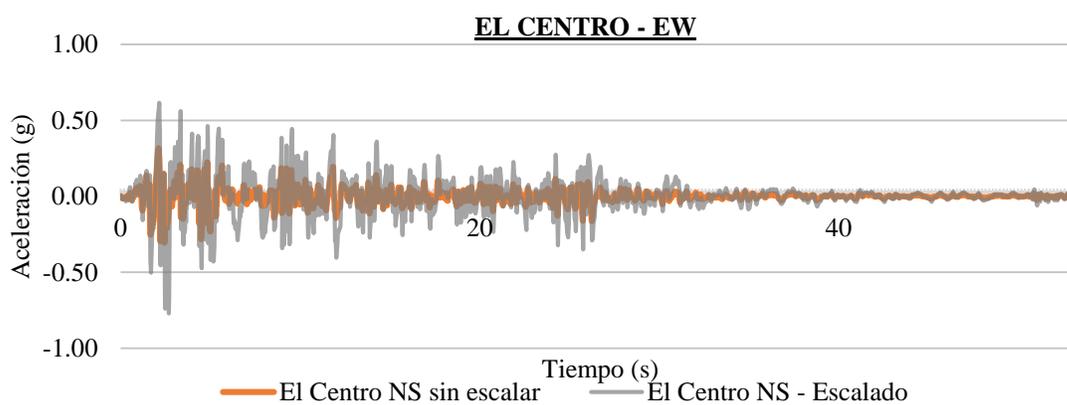
*Figura 94. Sismo Curico 2004 en la dirección EW*



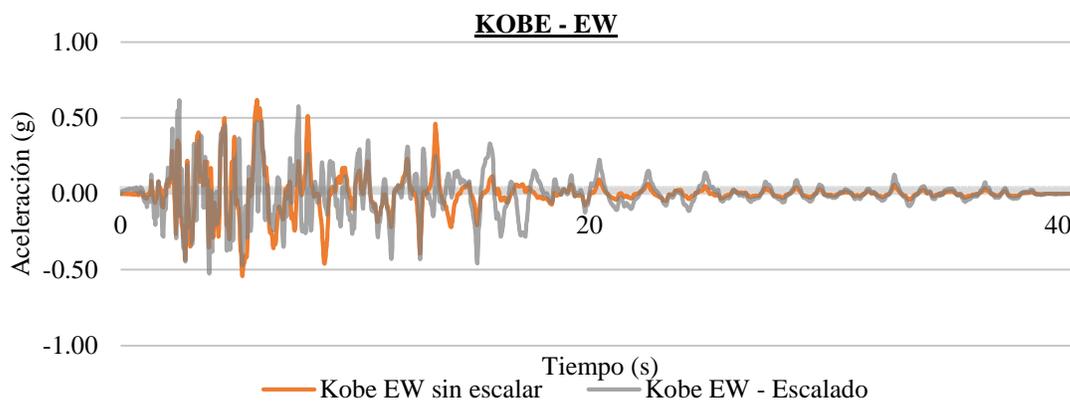
*Figura 95. Sismo Curico 2004 en la dirección NS*



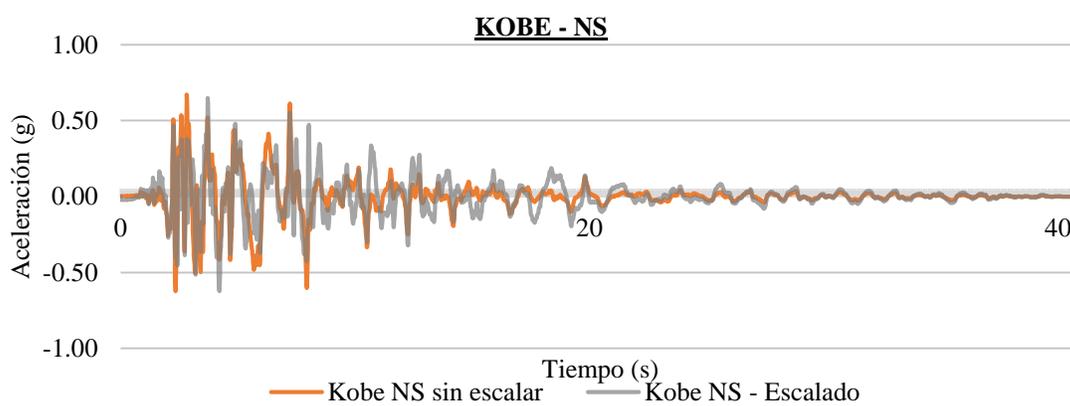
*Figura 96. Sismo El centro 1940 en dirección EW*



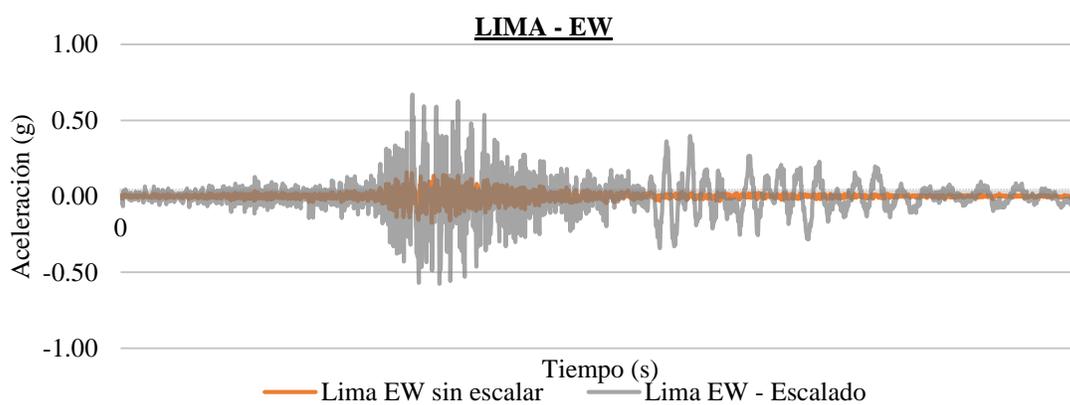
*Figura 97. Sismo El centro 1940 en la dirección NS*



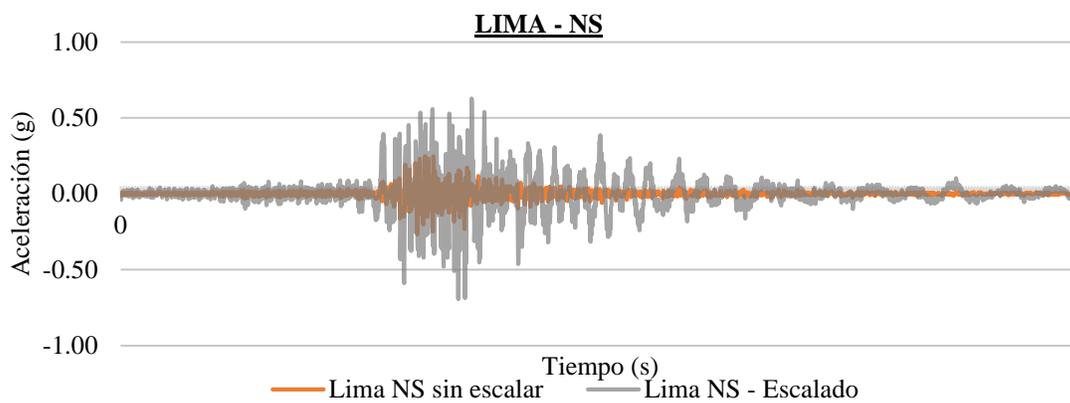
*Figura 98. Sismo Kobe 1995 en la dirección EW*



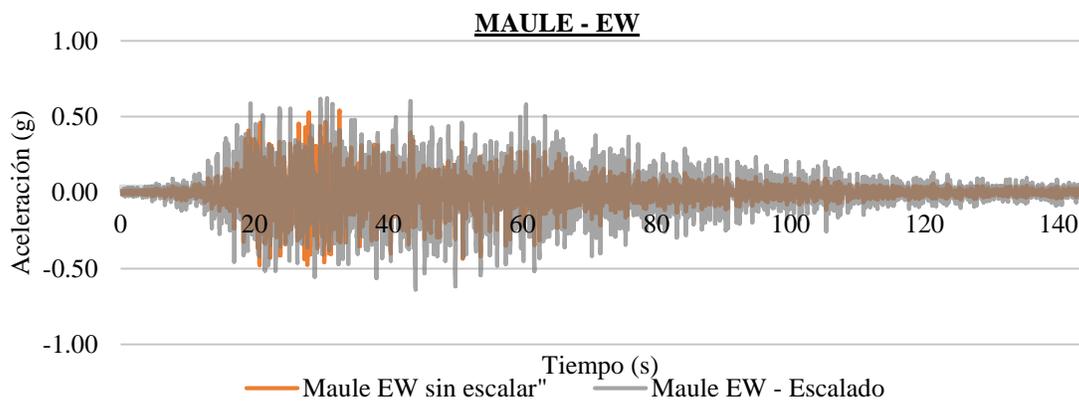
*Figura 99. Sismo Kobe 1995 en la dirección NS*



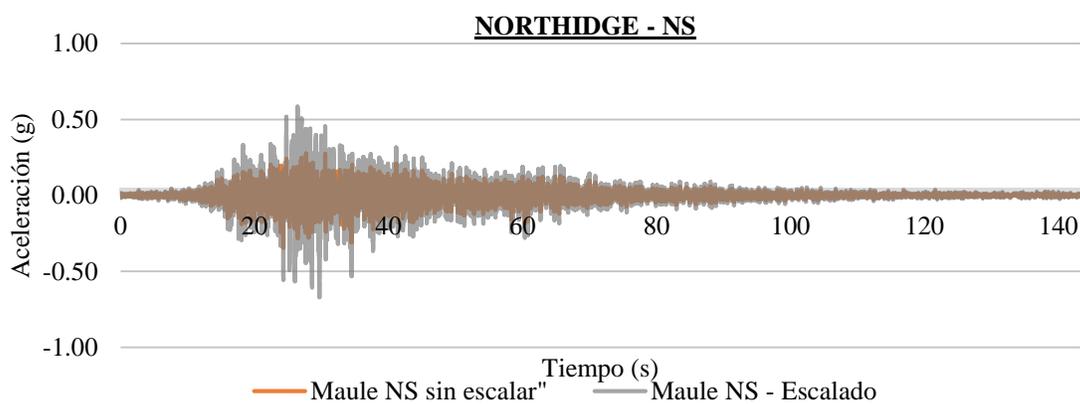
*Figura 100. Sismo Lima 1966 en la dirección EW*



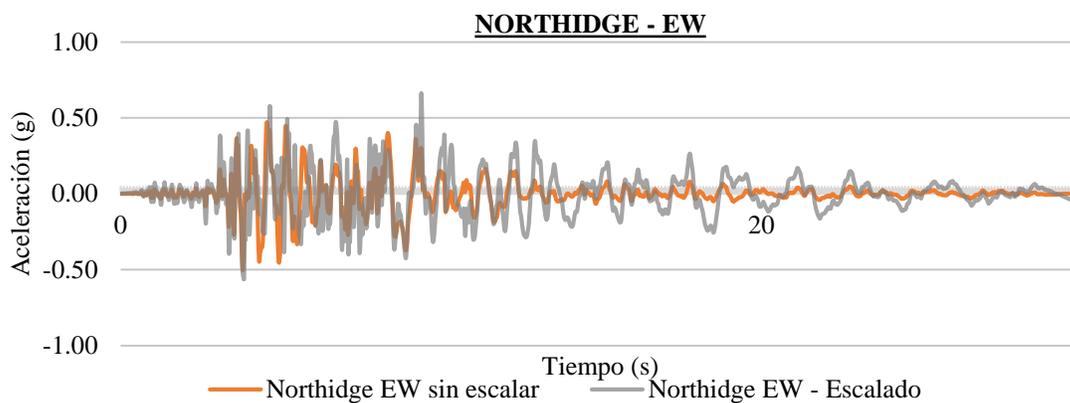
*Figura 101. Sismo Lima 1966 en la dirección NS*



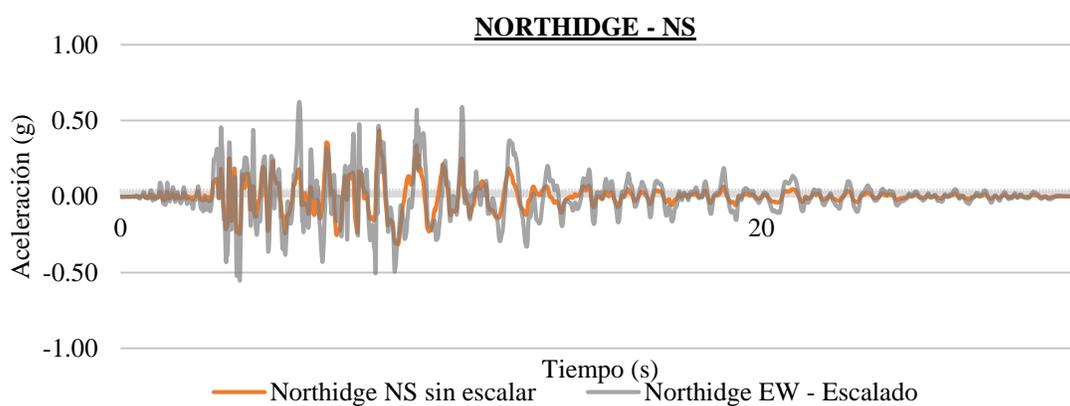
*Figura 102. Sismo Maule 2010 en la dirección EW*



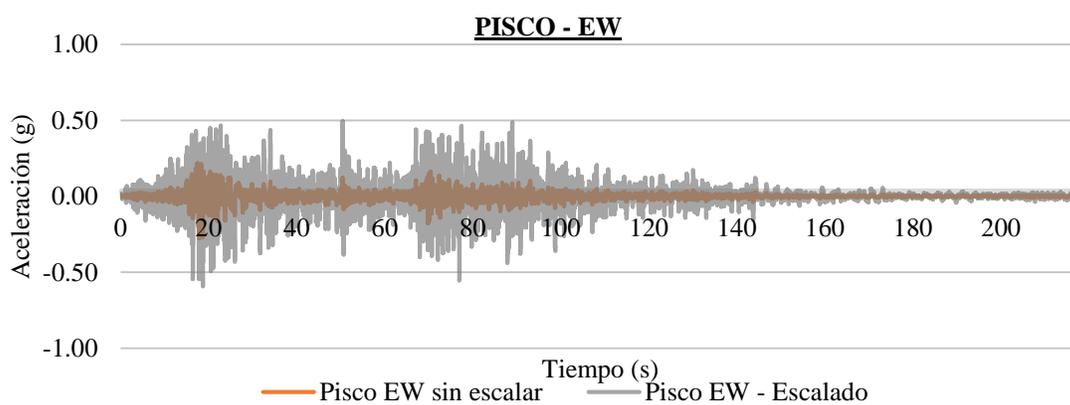
*Figura 103. Sismo Maule 2010 en la dirección NS*



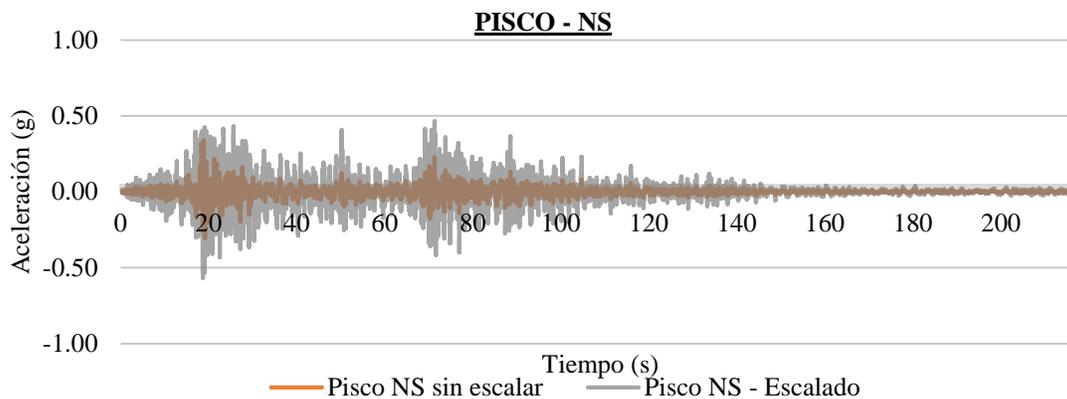
*Figura 104. Sismo Northidge 1994 en dirección EW*



*Figura 105. Sismo Northidge 1994 en dirección NS*



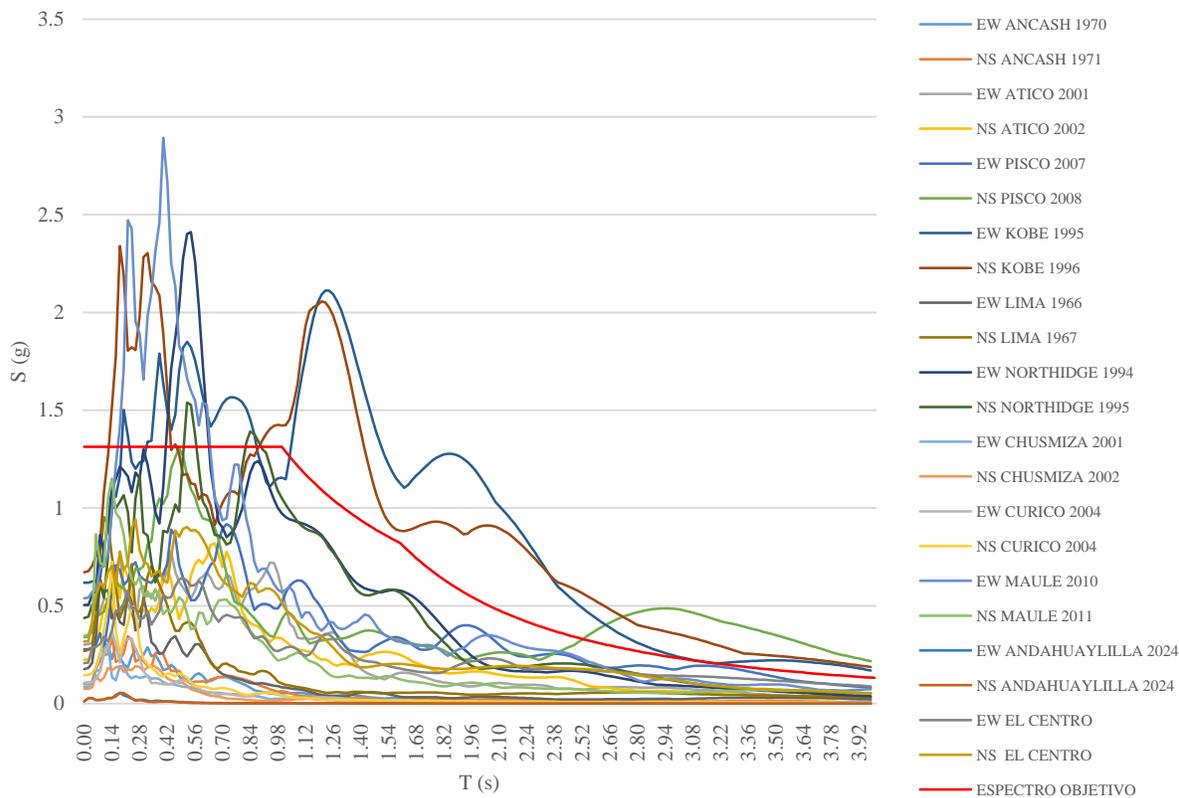
*Figura 106. Sismo Pisco 2007 en la dirección EW*



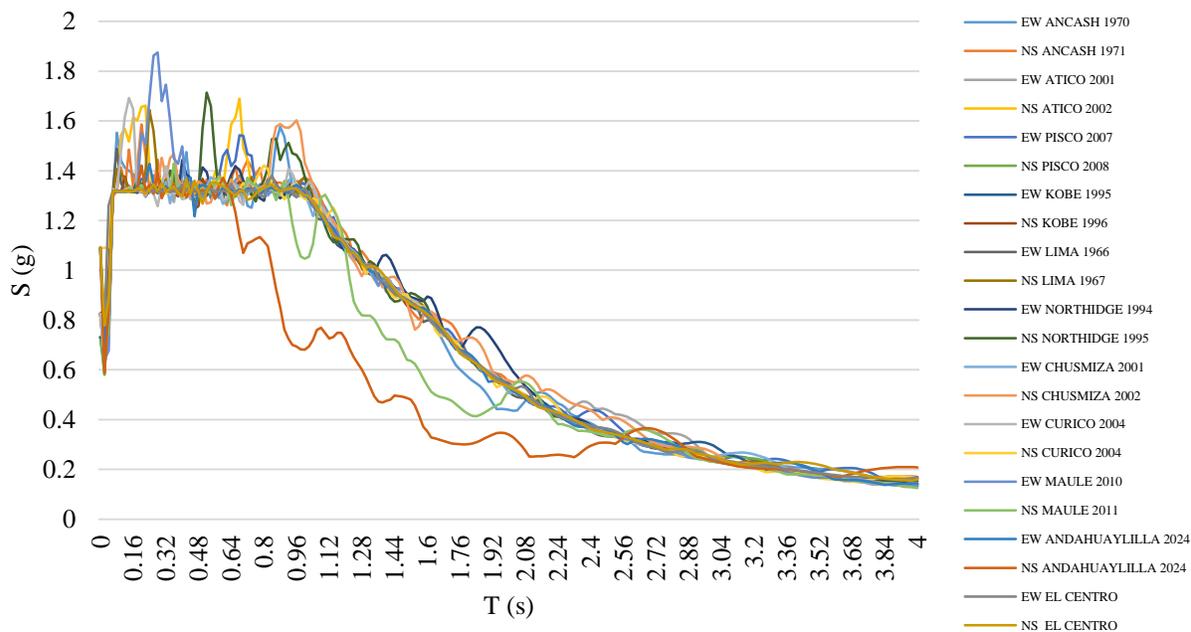
***Figura 107. Sismo Pisco 2007 en la dirección NS***

Los escalamientos de registros sísmicos tienen relación con el comportamiento de la estructura frente el movimiento sísmico. De la figura 86 a la figura 107 muestra el espectro escalado de los diferentes registros sísmicos en las componentes EW y NS estos son escalados en función al espectro objetivo (ver figura 85) con características de amortiguamiento ( $\xi$ ) y periodo fundamental de la estructura ( $T$ ). Los escalamientos de los registros sísmicos se realizaron en el software SEISMOMATCH.

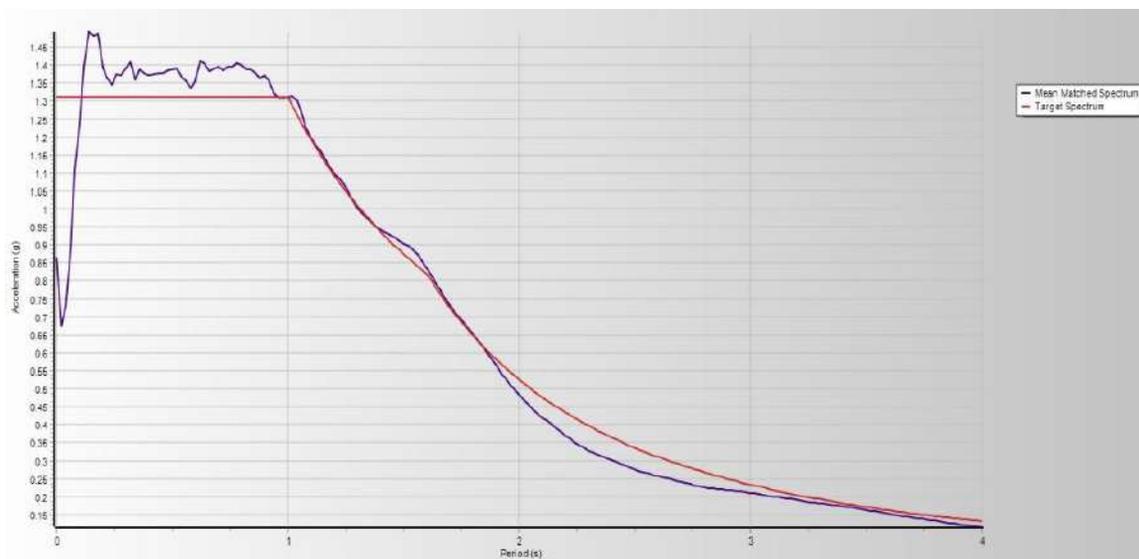
La figura 109 muestra el espectro escalado de los registros sísmicos en las componentes EW y NS, la línea roja es el espectro objetivo, mientras que los demás espectros sísmicos son los registros sísmicos escalados al espectro objetivo dentro un rango dado por Bozzo (2020). La figura 110 representa la media de los espectros sísmicos escalados, la línea roja representa el espectro objetivo y la línea morada es la media de los espectros sísmicos en ambas componentes.



**Figura 108. Espectro de Aceleración sin escalar**  
 Fuente: Software SEISMOMATCH-2022



**Figura 109. Espectro de Aceleración escalado al espectro Objetivo**  
 Fuente: Software SEISMOMATCH-2022

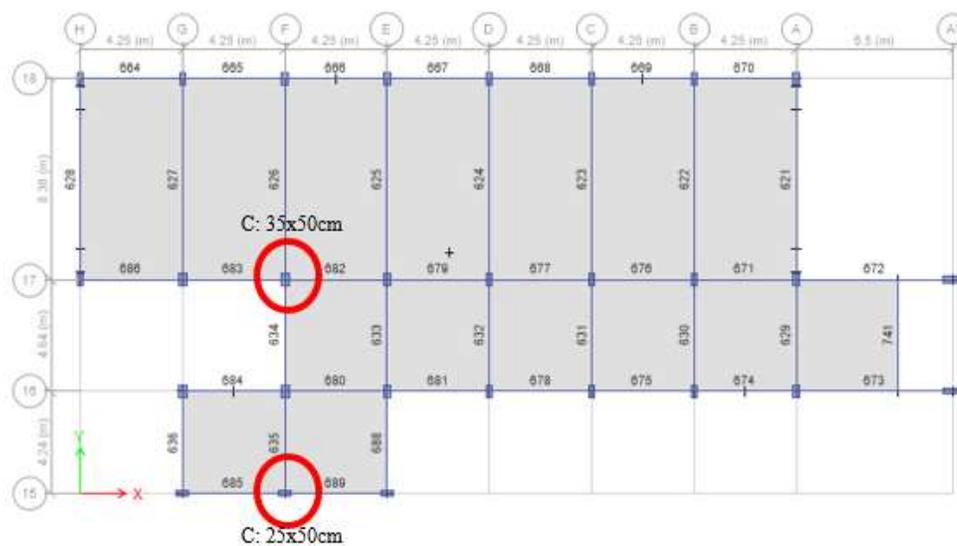


**Figura 110. Media de espectro sísmico escalado**  
Fuente: Software seismoMach-2022

#### 4.4.5 Fuerzas internas de elementos estructurales.

##### A. Chequeo de columnas bloque A:

A continuación, se desarrolla la verificación de la columna 35x50cm y 25x50cm (ver figura 111), ubicados en el eje 17-F y 15-F del bloque A. En la figura 112 muestra las fuerzas axiales máximas de la envolvente en el eje 17, mientras que la figura 113 muestra las fuerzas máximas en el eje 15.



**Figura 111. Ubicación en planta de columnas críticas del bloque A**

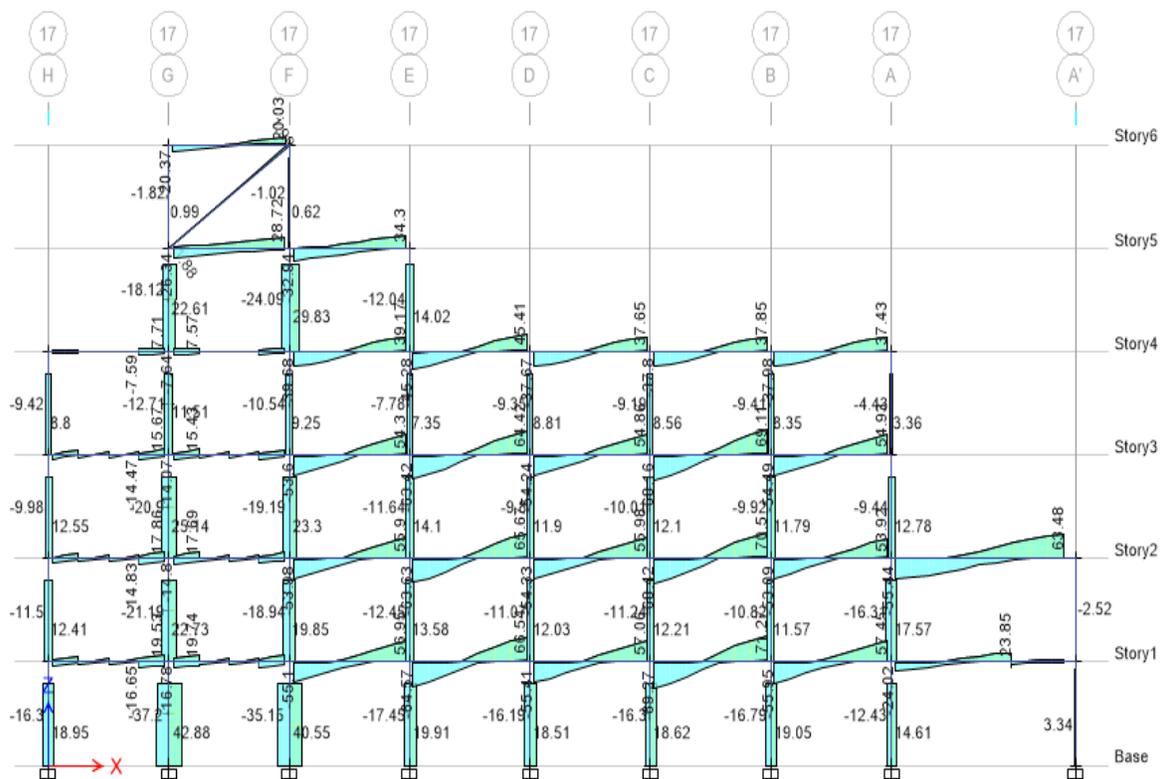


Figura 112. Fuerzas axiales de 35tn en tracción y 41 tn en compresión para sismo en la dirección X

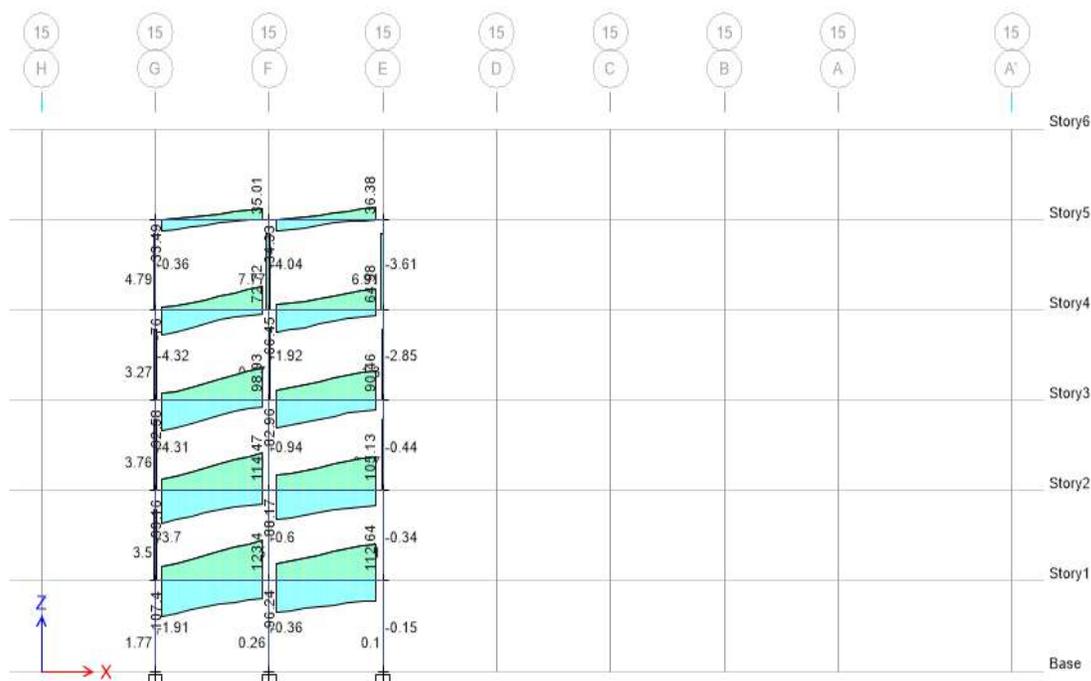


Figura 113. Fuerzas axiales de 7 tn en tracción y 4 tn en compresión para sismo en la dirección Y

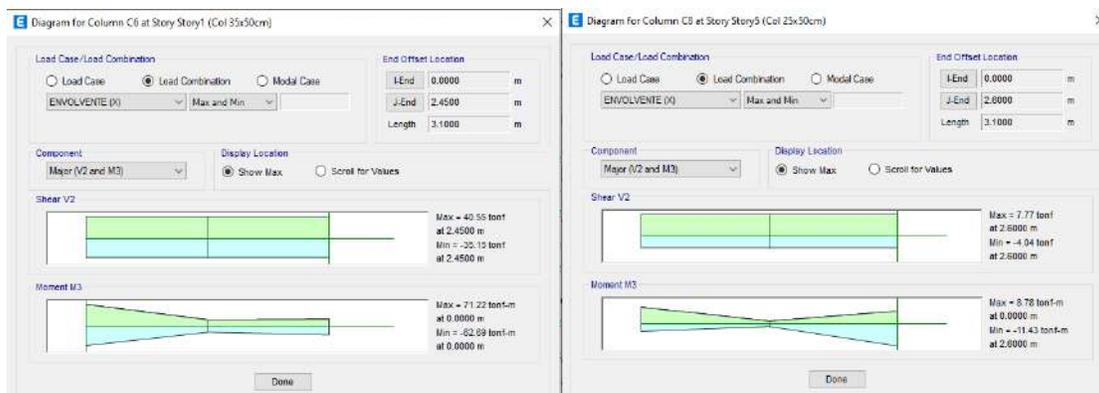


Figura 114. Los momentos están en el rango de 71tn.m, las fuerzas cortantes se encuentran en un rango de 42tn.

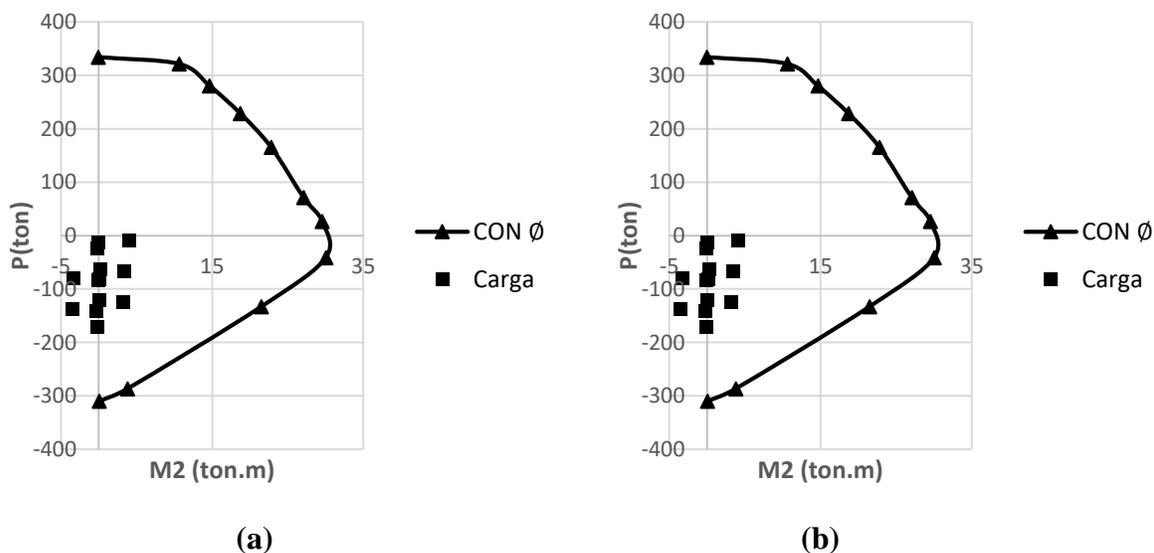


Figura 115. Diagrama de iteración de la columna 35x50cm (a) dirección X, (b) dirección Y

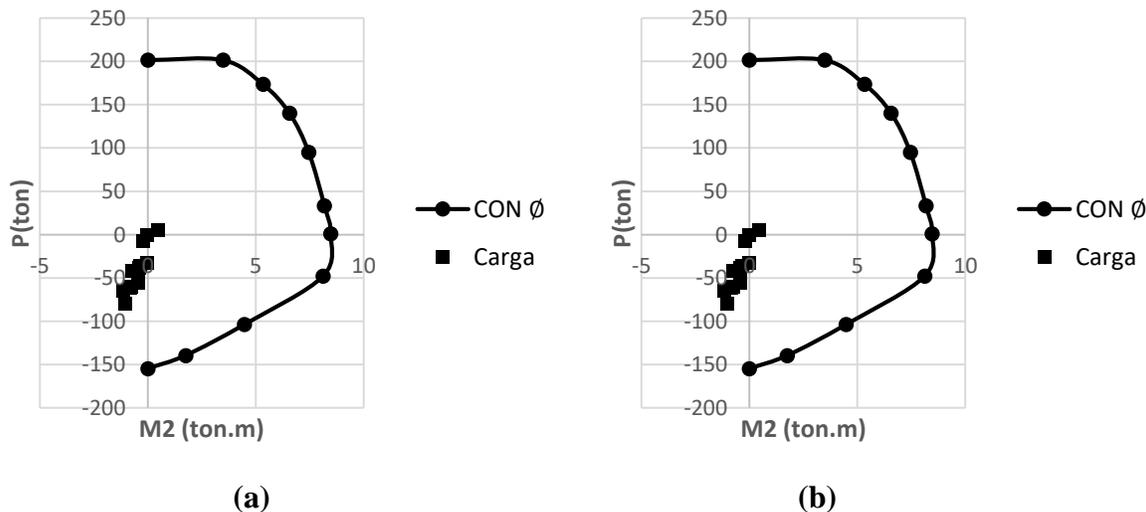


Figura 116. Diagrama de iteración de la columna 25x50cm (a) dirección X, (b) dirección Y

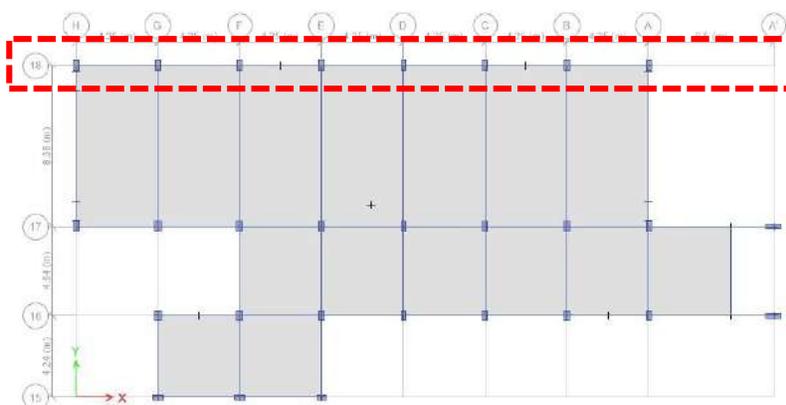
Las figuras 115 y 116 muestran que las columnas de secciones 35x50cm y 25x50cm respectivamente no requieren reforzamiento. Por lo tanto, las columnas del bloque A no requieren reforzamiento de acuerdo al análisis realizado.

#### 4.4.6 Diseño de soporte de elementos estructurales.

##### 4.4.6.1 Diseño de diagonales metálicas (brazos chevron).

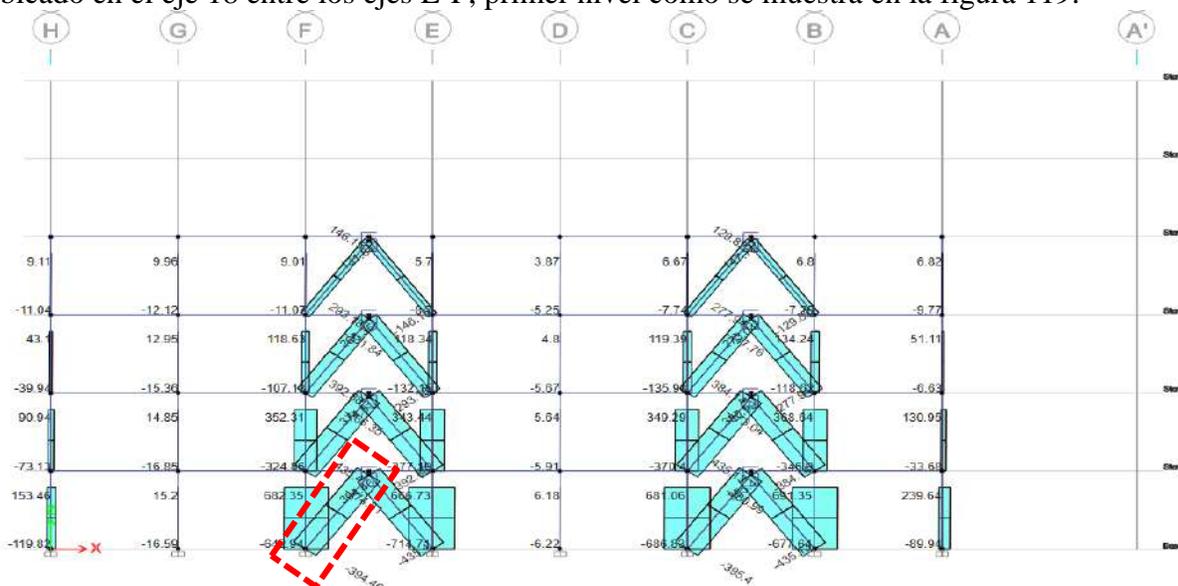
###### A. Revisión de la capacidad de soporte de los brazos chevron en el bloque A

La figura 118 muestra la ubicación en planta de la fuerza máxima del brazo chevron.



**Figura 117.** Ubicación en planta de la fuerza máxima cortante del brazo chevron en el bloque A

Se consideró la máxima fuerza inducida por el disipador SLB con valor de 435.2 tonf, ubicado en el eje 18 entre los ejes E-F, primer nivel como se muestra en la figura 119.



**Figura 118.** Fuerza máxima cortante del brazo chevron del bloque A

Fuente: Etabs V19.1.0

El esfuerzo de fluencia  $F_y$  de los perfiles tubulares de acero A36 es de 2530 kg/cm<sup>2</sup>. Se eligió la diagonal más cargada para el siguiente análisis (ver figura 119).

Se tiene diagonales metálicas con una sección de 12"x12"x3/4". Las propiedades geométricas de las diagonales se presentan en la tabla 71.

**Tabla 71. Propiedades del perfil rectangular**

<i>Propiedad</i>	<i>Valor</i>
$F_y$	2530 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad $E$	2038902.1 kg/cm <sup>2</sup>
Área	217.7 cm <sup>2</sup>
$I_x$	29763.8 cm <sup>4</sup>
$I_y$	29763.8 cm <sup>4</sup>
$r$	11.692 cm
$k$	1
$L$	363 cm
$b/t$	13.39

Debido a que las condiciones de apoyo de la diagonal se han idealizado como apoyado-apoyado, el valor  $k$  empleado fue 1. Con esto en mente, se realizan verificaciones para ambas diagonales.

- Revisión de la compacidad de la sección: De acuerdo con la tabla D1.1 del AISC 341-16, la relación  $b/t$  de la sección metálica no debe exceder lo siguiente:

$$\lambda_{md} = 1.18 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

Donde  $R_y$  es una variable que depende del grado de acero utilizado. El AISC indica que el valor de  $R_y$  es igual a 1.5 para el acero A36. Por lo cual, se determina la compacidad de la sección:

$$\lambda_{md} = 1.18 \sqrt{\frac{2038902.1}{1.5 * 2530}} = 27.35$$

$$27.35 > 14.00$$

Por lo tanto, la compacidad de la sección es adecuada.

- Revisión de la esbeltez de las diagonales. De acuerdo con la norma E090 de estructuras metálicas, en su artículo 2.7, la esbeltez de los elementos metálicos sometidos a compresión no debe ser mayor que 200. Se procede a realizar la verificación:

$$\lambda = \frac{K * L}{r} = \frac{1 * 363}{11.692} = 31.05 < 200$$

Se observa que la esbeltez del elemento es menor que 200. Por lo tanto, la esbeltez es adecuada.

- Revisión de pandeo crítico elástico por compresión: De acuerdo con el AISC, se define el esfuerzo de pandeo por compresión de la siguiente manera:

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2038902.1}{\left(\frac{1 * 363}{11.692}\right)^2} = 20876.64 \text{ kg/cm}^2$$

Debido a que el esfuerzo de fluencia del acero A36, de 2530 kg/cm<sup>2</sup>, es menor que el mínimo esfuerzo que causa el pandeo de la sección, las diagonales llegarían al momento de fluencia antes de la falla por pandeo.

- Revisión del esfuerzo de pandeo por flexión: Se verifica según las indicaciones de la norma E090 en su artículo 5.2.1.

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{E} * \frac{K * L}{r * \pi}} = \sqrt{\frac{2530}{2038902.1} * \frac{31.05}{\pi}} = 0.35$$

Como el valor de  $\lambda_c$  es menor que 1.5, entonces el esfuerzo de pandeo por flexión es igual a lo siguiente:

$$\sigma_{cr} = \left(0.658^{\lambda_c^2}\right) F_y = \left(0.658^{0.35^2}\right) * 2530 = 2403.55 \text{ kg/cm}^2$$

Se obtiene el valor del esfuerzo de diseño:

$$\sigma u = \phi c * \sigma cr = 0.85 * 2403.55 = 2043.02 \text{ kg/cm}^2$$

La fuerza que causa el pandeo por flexión es la siguiente:

$$Pu = \sigma u * Ag = 2043.02 * 217.7 = 444764.94 \text{ kg} = 444.76 \text{ ton}$$

Para evitar el pandeo, se comparan las fuerzas inducidas con las fuerzas críticas obtenidas en el análisis sísmico. Los resultados del análisis indican que las diagonales experimentan una fuerza máxima de 444.76 toneladas, un valor superior a la fuerza axial máxima inducida por el dissipador. Por lo tanto, las diagonales no presentan riesgo de pandeo.

### B. Revisión de la capacidad de soporte de los brazos chevron en el bloque B

La máxima fuerza inducida del dissipador SLB en el bloque B con valor de 28.30 tonf, ubicado en el segundo nivel, eje A entre los ejes 1-3 (ver la figura 120).

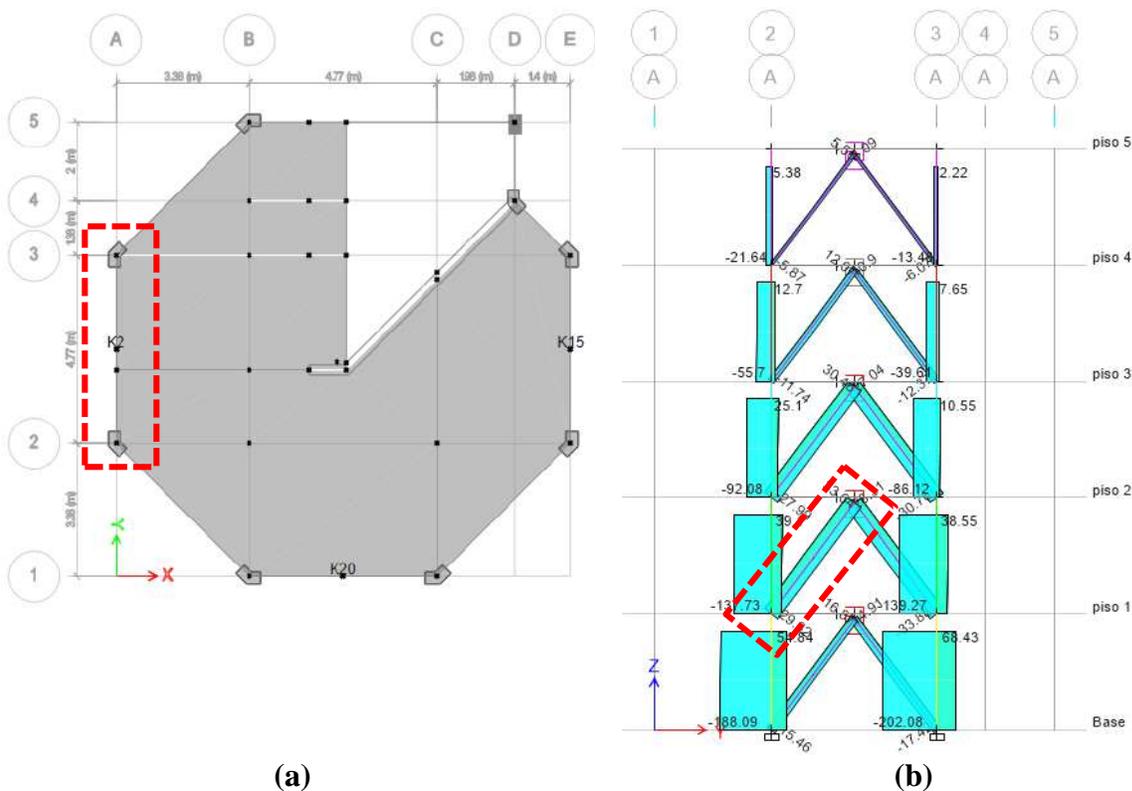


Figura 119. Fuerza máxima cortante del brazo chevron en el bloque B (a)ubicación en planta, (b) vista perfil

Fuente: Etabs V19.1.0

El esfuerzo de fluencia  $F_y$  de los perfiles tubulares de acero A36 es de 2530 kg/cm<sup>2</sup>. Se eligió la diagonal más cargada (ver figura 120) para el siguiente análisis.

Se tiene diagonales metálicas con una sección de 6"x6"x3/8". Las propiedades geométricas de las diagonales se presentan en la tabla 72.

**Tabla 72. Propiedades del perfil rectangular**

<i>Propiedad</i>	<i>Valor</i>
$F_y$	2530 kg/cm <sup>2</sup>
<i>Módulo de elasticidad E</i>	2038902.1 kg/cm <sup>2</sup>
<i>Área</i>	86.7 cm <sup>2</sup>
$I_x$	2729.6 cm <sup>4</sup>
$I_y$	2729.6 cm <sup>4</sup>
$r$	5.611 cm
$k$	1
$L$	385 cm
$b/t$	13.99

Debido a que las condiciones de apoyo de la diagonal se han idealizado como apoyado-apoyado, el valor  $k$  empleado fue 1. Con esto en mente, se realizan verificaciones para ambas diagonales.

- Revisión de la compacidad de la sección: De acuerdo con la tabla D1.1 del AISC 341-16, la relación  $b/t$  de la sección metálica no debe exceder lo siguiente:

$$\lambda_{md} = 1.18 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

Donde  $R_y$  es una variable que depende del grado de acero utilizado. El AISC indica que el valor de  $R_y$  es igual a 1.5 para el acero A36. Por lo cual se determina la compacidad de la sección:

$$\lambda_{md} = 1.18 \sqrt{\frac{2038902.1}{1.5 * 2530}} = 27.35$$

$$27.35 > 13.99$$

Por lo tanto, la compacidad de la sección es adecuada.

- Revisión de la esbeltez de las diagonales. De acuerdo con la norma E090 de estructuras metálicas, en su artículo 2.7, la esbeltez de los elementos metálicos sometidos a compresión no debe ser mayor que 200. Se procede a realizar la verificación:

$$\lambda = \frac{K * L}{r} = \frac{1 * 385}{5.611} = 68.62 < 200$$

Se observa que la esbeltez del elemento es menor que 200. Por lo tanto, la esbeltez del brazo chevron en los bloques B y C es adecuada.

- Revisión de pandeo crítico elástico por compresión: De acuerdo con el AISC, se define el esfuerzo de pandeo por compresión de la siguiente manera:

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2038902.1}{\left(\frac{1 * 385}{5.611}\right)^2} = 4274.20 \text{ kg/cm}^2$$

Debido a que el esfuerzo de fluencia del acero A36, de 2530 kg/cm<sup>2</sup>, es menor que el mínimo esfuerzo que causa el pandeo de la sección, las diagonales llegarían al momento de fluencia antes de la falla por pandeo.

- Revisión del esfuerzo de pandeo por flexión: Se verifica según las indicaciones de la norma E090 en su artículo 5.2.1.

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{E} * \frac{K * L}{r * \pi}} = \sqrt{\frac{2530}{2038902.1} * \frac{68.62}{\pi}} = 0.77$$

Como el valor de  $\lambda_c$  es menor que 1.5, entonces el esfuerzo de pandeo por flexión es igual a lo siguiente:

$$\sigma_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{0.77^2}) * 2530 = 1973.99 \text{ kg/cm}^2$$

Se obtiene el valor del esfuerzo de diseño:

$$\sigma_u = \phi_c * \sigma_{cr} = 0.85 * 1973.99 = 1677.89 \text{ kg/cm}^2$$

La fuerza que causa el pandeo por flexión es la siguiente:

$$P_u = \sigma_u * A_g = 1677.89 * 86.7 = 145473.76 \text{ kg} = 145.47 \text{ ton}$$

Para evitar el pandeo, se comparan las fuerzas inducidas con las fuerzas críticas obtenidas en el análisis sísmico.

- Fuerza máxima axial del Bloque B = 28.30 ton

Se tiene: 145.47 ton > 28.30 ton ..... Bloque B (ok)

Los resultados del análisis indican que las diagonales experimentan una fuerza máxima de 145.47 toneladas, un valor superior a la fuerza axial máxima inducida por el dissipador. Por lo tanto, las diagonales no presentan riesgo de pandeo.

### C. Revisión de la capacidad de soporte de los brazos chevron en el bloque C

La fuerza máxima inducida del dissipador SLB en el Bloque C es de 149.08 tonf, ubicado en el segundo nivel en el eje A entre los ejes 1-3 (ver figura 121).

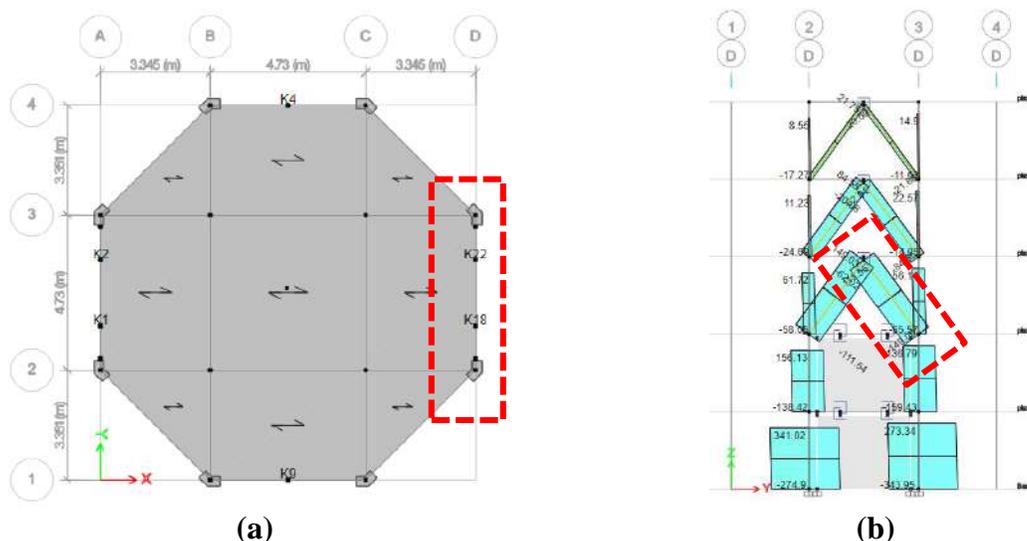


Figura 120. Fuerza máxima cortante del brazo chevron en el bloque C (a)ubicación en planta, (b) vista perfil

Fuente: *Etabs V19.1.0*

El esfuerzo de fluencia  $F_y$  de los perfiles tubulares de acero A36 es de 2530 kg/cm<sup>2</sup>.

Se eligió la diagonal más cargada (ver figura 121) para el siguiente análisis.

Se tiene diagonales metálicas con una sección de 8"x8"x1/2". Las propiedades geométricas de las diagonales se presentan en la tabla 73.

**Tabla 73. Propiedades del perfil rectangular**

<i>Propiedad</i>	<i>Valor</i>
$F_y$	2530 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad $E$	2038902.1 kg/cm <sup>2</sup>
Área	93.7 cm <sup>2</sup>
$I_x$	5517.4 cm <sup>4</sup>
$I_y$	5517.4 cm <sup>4</sup>
$r$	7.67 cm
$k$	1
$L$	385 cm
$b/t$	16

Debido a que las condiciones de apoyo de la diagonal se han idealizado como apoyado-apoyado, el valor  $k$  empleado fue 1. Con esto en mente, se realizan verificaciones para ambas diagonales.

- Revisión de la compacidad de la sección: De acuerdo con la tabla D1.1 del AISC 341-16, la relación  $b/t$  de la sección metálica no debe exceder lo siguiente:

$$\lambda_{md} = 1.18 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

Donde  $R_y$  es una variable que depende del grado de acero utilizado. El AISC indica que el valor de  $R_y$  es igual a 1.5 para el acero A36. Por lo cual se determina la compacidad de la sección:

$$\lambda_{md} = 1.18 \sqrt{\frac{2038902.1}{1.5 * 2530}} = 27.35$$

$$27.35 > 16.00$$

Por lo tanto, la compacidad de la sección es adecuada.

- Revisión de la esbeltez de las diagonales. De acuerdo con la norma E090 de estructuras metálicas, en su artículo 2.7, la esbeltez de los elementos metálicos sometidos a compresión no debe ser mayor que 200. Se procede a realizar la verificación:

$$\lambda = \frac{K * L}{r} = \frac{1 * 385}{7.67} = 50.19 < 200$$

Se observa que la esbeltez del elemento es menor que 200. Por lo tanto, la esbeltez del brazo chevron en el bloque C es adecuada.

- Revisión de pandeo crítico elástico por compresión: De acuerdo con el AISC, se define el esfuerzo de pandeo por compresión de la siguiente manera:

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2038902.1}{\left(\frac{1 * 385}{7.67}\right)^2} = 7986.66 \text{ kg/cm}^2$$

Debido a que el esfuerzo de fluencia del acero A36, de 2530 kg/cm<sup>2</sup>, es menor que el mínimo esfuerzo que causa el pandeo de la sección, las diagonales llegarían al momento de fluencia antes de la falla por pandeo.

- Revisión del esfuerzo de pandeo por flexión: Se verifica según las indicaciones de la norma E090 en su artículo 5.2.1.

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{E} * \frac{K * L}{r * \pi}} = \sqrt{\frac{2530}{2038902.1} * \frac{50.19}{\pi}} = 0.56$$

Como el valor de  $\lambda_c$  es menor que 1.5, entonces el esfuerzo de pandeo por flexión es igual a lo siguiente:

$$\sigma_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{0.56^2}) * 2530 = 2218.79 \text{ kg/cm}^2$$

Se obtiene el valor del esfuerzo de diseño:

$$\sigma_u = \phi_c * \sigma_{cr} = 0.85 * 2218.79 = 1885.97 \text{ kg/cm}^2$$

La fuerza que causa el pandeo por flexión es la siguiente:

$$P_u = \sigma_u * A_g = 1885.97 * 93.7 = 176715.39 \text{ kg} = 176.39 \text{ ton}$$

Para evitar el pandeo, se comparan las fuerzas inducidas con las fuerzas críticas obtenidas en el análisis sísmico.

- Fuerza máxima axial del Bloque B = 149.08 ton

Se tiene: 176.39 ton > 149.08 ton ..... Bloque C (ok)

Los resultados del análisis indican que las diagonales experimentan una fuerza máxima de 176.39 toneladas, un valor superior a la fuerza axial máxima inducida por el dissipador. Por lo tanto, las diagonales no presentan riesgo de pandeo.

#### 4.4.6.2 Diseño de muros desacoplados.

##### A. Bloque A:

El muro desacoplado crítico en el análisis del bloque A está ubicado en el eje H entre los ejes 17 y 18, para la presente investigación la mayor fuerza cortante está ubicado en el primer nivel (ver figura 122), así también, los muros desacoplados cuentan con dispositivos 3xSLB3 40\_8 en total dos unidades para el muro en estudio.

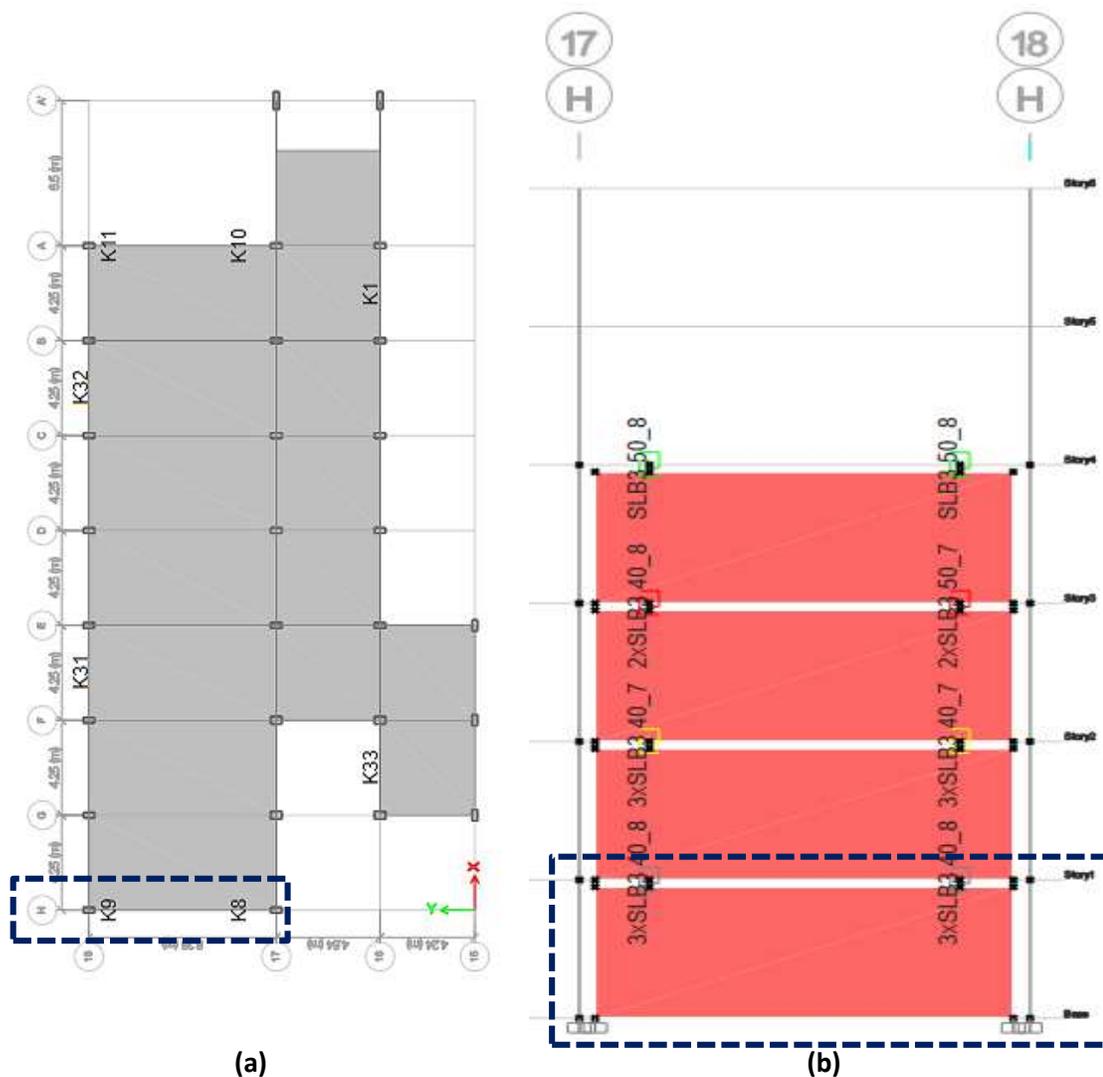


Figura 121. Bloque A (a) ubicación en planta del muro desacoplado, (b) Vista lateral del muro desacoplado

### Datos de diseño:

Tabla 74. Datos de diseño del bloque A

Longitud de placa	L	7.68 m
Espesor de la placa	t	0.25 m
Altura de la placa	Hm	2.295 m
Peso Ultimo	Wu	17.98 ton
Momento Ultimo	Mu	46.72 ton.m
Cortante Ultimo	Vu	602.88 ton
Resistencia a la compresión del concreto	f <sub>c</sub>	280.00 kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la fluencia del acero	F <sub>y</sub>	4200 kg/cm <sup>2</sup>

### Verificación de elementos de confinamiento en muros estructurales:

*Tabla 75. Datos para verificación de elementos del bloque A*

Peso Ultimo	Wu	17.98	ton
Momento Ultimo	Mu	46.72	ton.m
Centro de la Placa	C	3.84	m
Área de la Placa	Acw	1.92	m <sup>2</sup>
Inercia de la placa	I	9.44	m <sup>4</sup>

Para la determinación de esfuerzo a compresión máximo del muro desacoplado se requiere de los datos de la tabla 74 y tabla 75, dichos valores reemplazar en la siguiente fórmula.

$$\sigma_{comp. max} = \frac{Pu}{A} \pm \frac{MC}{I} < 0.2 * \sqrt{f'c}$$

$$\sigma_{comp. Máximo (+)} = 28.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{comp. Máximo (-)} = 9.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Máximo} = 28.37 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces:

$$\sigma = 0.20 * \sqrt{f'c} = 0.20 * \sqrt{280}$$

$$\sigma = 56 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, el esfuerzo máximo generado es 28.37 kg/cm<sup>2</sup> valor inferior al esfuerzo dado por el muro desacoplado de 56 kg/cm<sup>2</sup>, entonces el muro desacoplado no requiere elementos de confinamiento (elementos de borde).

**Diseño por corte:** La tabla 76 muestra las fuerzas cortantes total del muro, fuerza cortante nominal del muro y la fuerza cortante que contribuye el concreto.

*Tabla 76. Fuerzas cortantes para diseño del bloque A*

Fuerza cortante total de muro desacoplado (Vu)	Cortante Nominal del muro (Vn)	Contribución del concreto (Vc)
$Vu = Fy * n_{SLB}$	$Vn = 2.6 * \sqrt{f'c} * Acw$	$Vc = Acw(\lambda_{ac}\sqrt{f'c})$
Vu=602.88 ton	Vn=835.32 ton	Vc= 80.32 ton

Donde:

$F'c$ : Resistencia del concreto del muro desacoplado

$Acw$ : Área de corte en la sección transversal del muro desacoplado

$Lm$ : Longitud del muro desacoplado.

$Hm$ : Altura del muro desacoplado.

Donde el parámetro  $\alpha c$  según la norma E060, cumple con la condición siguiente:

Si  $\frac{hm}{lm} \leq 1.5$ , entonces  $\alpha c$  es 0.25.

Si  $\frac{hm}{lm} \geq 2$ , entonces  $\alpha c$  es 0.17.

Si  $2 \geq \frac{hm}{lm} \geq 1.5$ , entonces  $\alpha c$  varía linealmente de 0.25 a 0.17.

$Hm/Lm=0.298$ . Por tanto,  $\alpha c=0.25$

**Cortante para área de acero:**

$$V_s = \frac{Vu}{\Phi} - Vc$$

Con  $\Phi=0.85$ ,  $V_s=628.95$  ton

**Diseño del refuerzo de los muros:**

**Cálculo de acero horizontal:**

*Tabla 77. Cuantía de acero horizontal del muro desacoplado del bloque A*

Cuantía mínima	Cuantía Horizontal	Cuantía horizontal de diseño	Área de acero horizontal
0.0020	$\rho_h = \frac{V_s}{Acw * fy}$ Ph=0.0077	Por tener valor Ph=0.0077 superior a la cuantía mínima se considera Ph=0.0077.	$Ash = \rho_h * t * (1m)$ Ash=20 cm <sup>2</sup>

De la tabla 77, determinamos los siguientes valores:

$$n = \frac{As}{As_{\phi elegido}}; \quad S = \frac{Av}{Asv}$$

n= 16 varillas

S= 12 cm

Por lo tanto,  $A_{sh} = 16\Phi 1/2'' @ 12\text{cm}$  en cada cara del muro desacoplado del bloque A

### Cálculo de acero Vertical:

Cuantía de acero vertical:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho_h - 0.025) \geq 0.0025$$

*Tabla 78. Cuantía de acero vertical del muro desacoplado del bloque A*

Cuantía mínima	Cuantía vertical	Cuantía vertical de diseño	Área de acero vertical
0.0015	$P_v = 0.0083$	Por tener valor $P_v = 0.0083$ superior a la cuantía mínima se considera $P_v = 0.0083$ .	$A_{sv} = \rho_v * t * (1m)$ $A_{sv} = 21 \text{ cm}^2$

De la tabla 78, determinamos los siguientes valores:

$$n = \frac{A_s}{A_{s\phi_{elegido}}}; \quad S = \frac{A_v}{A_{sv}}$$

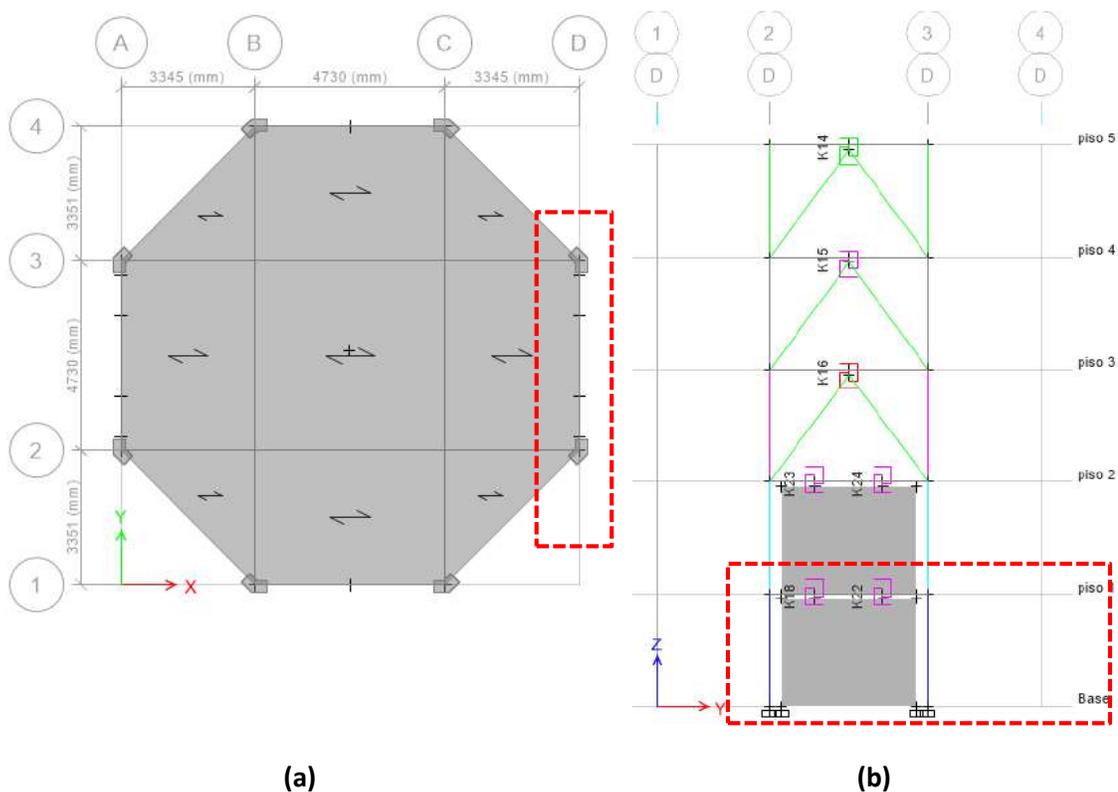
N= 17 varillas

S= 12 cm

Por lo tanto,  $A_{sh} = 17\Phi 1/2'' @ 12\text{cm}$  en cada cara del muro desacoplado del bloque A.

### B. Bloque C:

El muro desacoplado crítico en el análisis del bloque C está ubicado en el eje D entre los ejes 2 y 3, para la presente investigación la mayor fuerza cortante está ubicado en el primer nivel (ver figura 123), así también, los muros desacoplados cuentan con dispositivos SLB3 30\_5 en total dos unidades para el muro en estudio.



**Figura 122. Bloque C (a) ubicación en planta del muro desacoplado, (b) Vista lateral del muro desacoplado**

**Datos de diseño:**

**Tabla 79. Datos de diseño del muro desacoplado del bloque C**

Longitud de placa	L	4.03 m
Espesor de la placa	t	0.2 m
Altura de la placa	Hm	2.545 m
Peso Ultimo	Wu	8.369 ton
Momento Ultimo	Mu	2.26 ton.m
Cotante Ultimo	Vu	63.8 ton
Resistencia a la compresion del concreto	f'c	280 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la fluencia del acero	Fy	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
SLB	slb	SLB3 25_5

**Verificación de elementos de confinamiento en muros estructurales:**

**Tabla 80. Datos de verificación del muro desacoplado del bloque C**

Peso Ultimo	Wu	8.369 ton
Momento Ultimo	Mu	2.26 ton.m
Centro de la Placa	C	2.015 m
Área de la Placa	A	0.806 m <sup>2</sup>
Inercia de la placa	I	1.09 m <sup>4</sup>

Para la determinación de esfuerzo a compresión máximo del muro desacoplado se requiere de los datos de la tabla 79 y tabla 80, dichos valores reemplazar en la siguiente fórmula.

$$\sigma_{comp. max} = \frac{Pu}{A} \pm \frac{MC}{I} < 0.2 * \sqrt{f'c}$$

$$\sigma_{comp. Máximo (+)} = 14.55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{comp. Máximo (-)} = 6.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Máximo} = 14.55 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces:

$$\sigma = 0.20 * \sqrt{f'c} = 0.20 * \sqrt{280}$$

$$\sigma = 56 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, El muro desacoplado del bloque C no requiere elementos de confinamiento (elementos de borde).

**Diseño por corte:** La tabla 81 muestra las fuerzas cortantes total del muro, fuerza cortante nominal del muro y la fuerza cortante que contribuye el concreto.

*Tabla 81. Fuerza cortante de diseño del bloque C*

Fuerza cortante total de muro desacoplado (Vu)	Cortante Nominal del muro (Vn)	Contribución del concreto (Vc)
$Vu = Fy * n_{SLB}$	$Vn = 2.6 * \sqrt{f'c} * Acw$	$Vc = Acw(\lambda ac \sqrt{f'c})$
Vu=63.8 ton	Vn=350.66 ton	Vc= 33.71 ton

Donde el parámetro ac, cumple con la condición siguiente:

$$\text{Si } \frac{hm}{lm} \leq 1.5, \text{ entonces } ac \text{ es } 0.25.$$

$$\text{Si } \frac{hm}{lm} \geq 2, \text{ entonces } ac \text{ es } 0.17.$$

$$\text{Si } 2 \geq \frac{hm}{lm} \geq 1.5, \text{ entonces } ac \text{ varía linealmente de } 0.25 \text{ a } 0.17.$$

Hm/lm=0.63. por tanto, ac es 0.25.

**Cortante para área de acero:**

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c$$

Con  $\phi=0.85$ ,  $V_s=41.34\text{ton}$

**Diseño del refuerzo de acero del muro desacoplado:****Cálculo de acero horizontal:***Tabla 82. Cuantía de acero horizontal del muro desacoplado del bloque C*

Cuantía mínima	Cuantía Horizontal	Cuantía horizontal de diseño	Área de acero horizontal
0.0020	$\rho_h = \frac{V_s}{Acw * f_y}$ Ph=0.0012	Por tener valor Ph=0.0012 inferior a la cuantía mínima se considera Ph=0.0020.	$Ash = \rho_h * t * (1m)$  Ash=5 cm <sup>2</sup>

De la tabla 82, determinamos los siguientes valores:

$$n = \frac{As}{As_{\phi\text{elegido}}}; \quad S = \frac{Av}{Asv}$$

N= 8 varillas

S= 25 cm

Por lo tanto, Ash= 8Φ3/8” @25cm en cada cara del muro desacoplado del bloque C.

**Cálculo de acero Vertical:**

Cuantía de acero vertical:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho_h - 0.025) \geq 0.0025$$

*Tabla 83. Cuantía de acero vertical del muro desacoplado del bloque C*

Cuantía mínima	Cuantía vertical	Cuantía vertical de diseño	Área de acero vertical
0.0015	Ph=0.0020	Por tener valor Ph=0.0020 superior a la cuantía mínima se considera Ph=0.0020.	$Asv = \rho_v * t * (1m)$  Ash=5 cm <sup>2</sup>

De la tabla 81, determinamos los siguientes valores:

$$n = \frac{Ash}{As_{\phi\text{elegido}}}; \quad S = \frac{Av}{Asv}$$

$N = 8$  varillas

$S = 25$  cm

Por lo tanto,  $A_{sh} = 8\Phi 3/8'' @ 25$  cm en cada cara del muro del bloque A.

Detalles de muros desacoplado del bloque A y C ver anexo 9.

#### 4.4.7 Propuesta de reforzamiento de elemento estructurales.

##### 4.4.7.1 Retrofitting de Columnas.

En el chequeo de columnas se debe tener en cuenta las cargas de momento flector y carga axial, por lo tanto, se hace el diseño a flexo compresión donde se verifica el diagrama de iteración con la combinación de cargas ( $P_u$ ,  $M_u$ ) de acuerdo a la norma E060. Así también se verifica el diseño por corte según los requisitos de la norma E060.

#### A. Chequeo de columnas bloque B y C:

A continuación, se desarrolla la verificación de la columna C-1, ubicado en el vértice H (ver figura 124) del bloque B, eje 1B. La figura 125.a muestra las fuerzas axiales máximas en el eje A, y la figura 125.b muestra las fuerzas máximas en el eje 1.

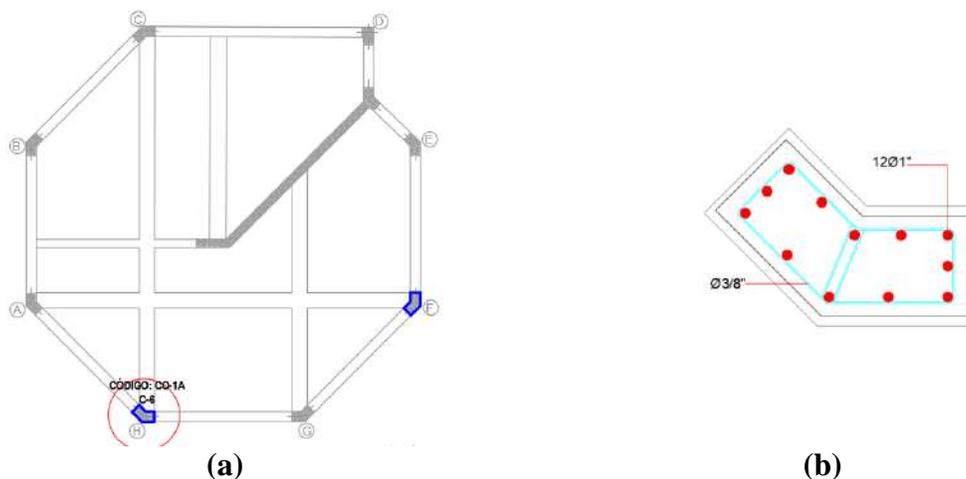
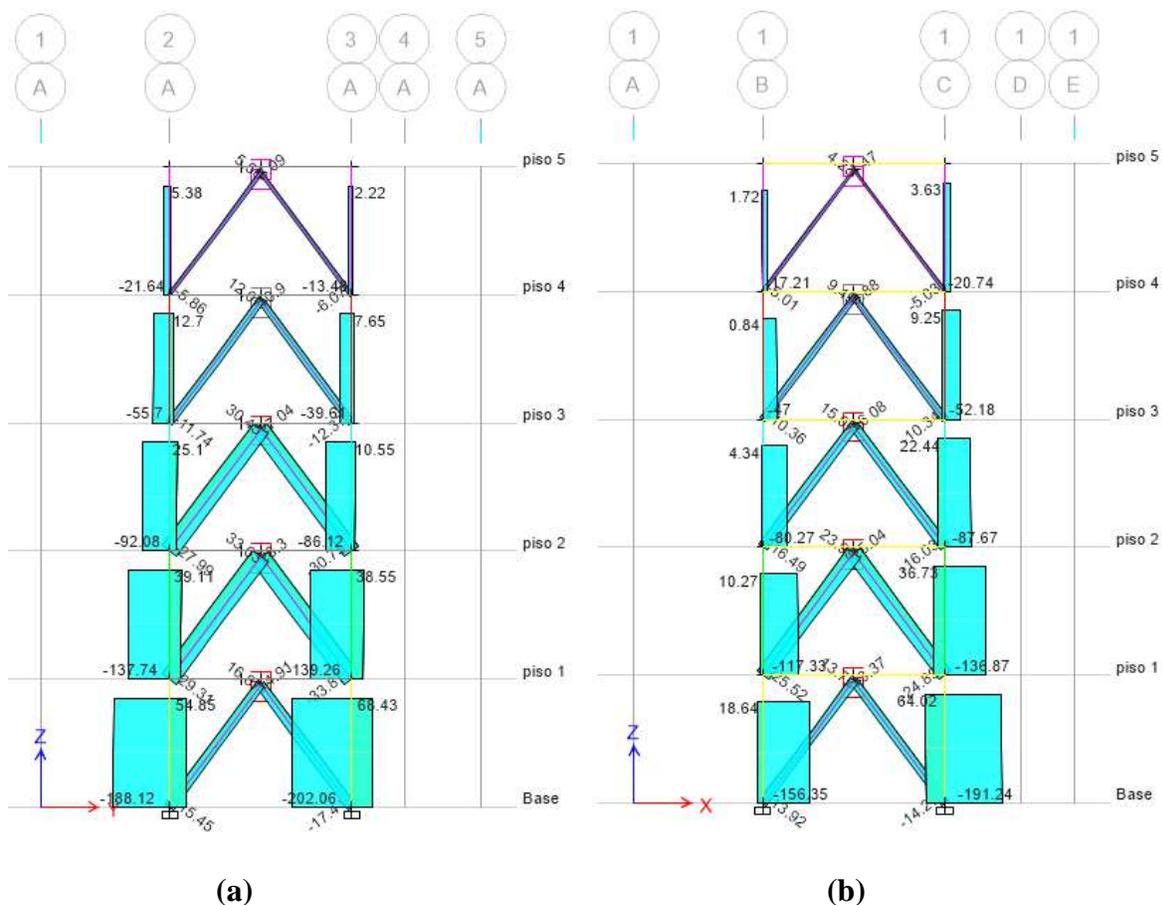
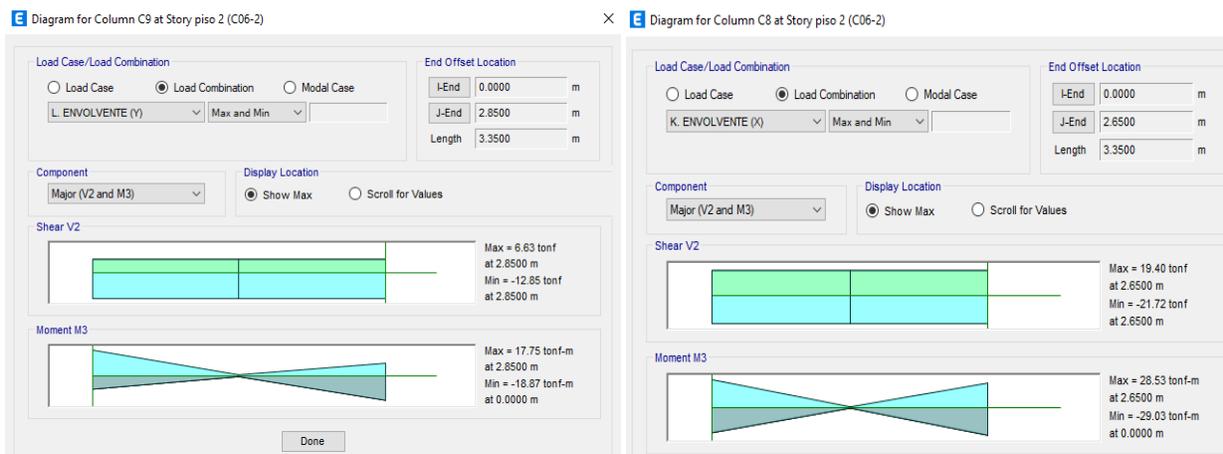


Figura 123. a) Ubicación en planta de columna en el bloque B, b) Sección de columna de los bloques B y C



**(a)** **(b)**  
**Figura 124. Fuerzas axiales de 68tn en tracción y 202 tn en compresión (a) bloque B, (b) bloque C**



**Figura 125. Los momentos están en el rango de 29tn.m, las fuerzas cortantes se encuentran en un rango de 20tn**

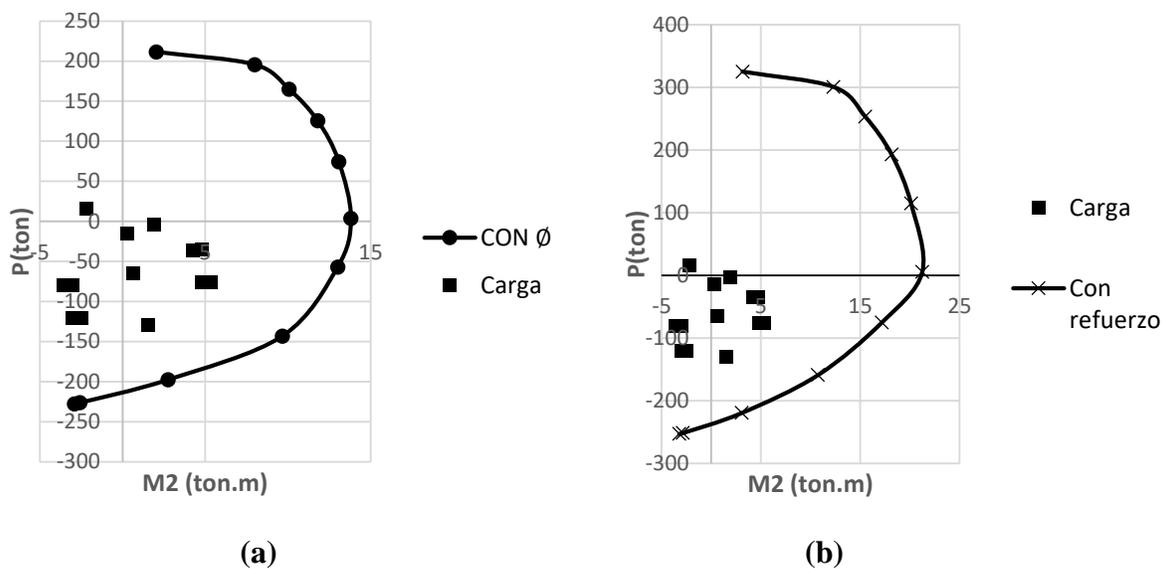


Figura 126. Diagrama de iteración de la columna A= (a) dirección X, (b) dirección Y

La figura 127 muestran que la columna de área  $0.1876 \text{ m}^2$  no requieren reforzamiento. Por lo tanto, las columnas de los bloques B y C no requieren reforzamiento de acuerdo al análisis realizado.

#### 4.4.7.2 Retrofitting de vigas.

##### A. Bloque A

La cortante y momento máximo en el Bloque A se encuentra en la viga del primer nivel, eje 15 GF (ver figura 128).

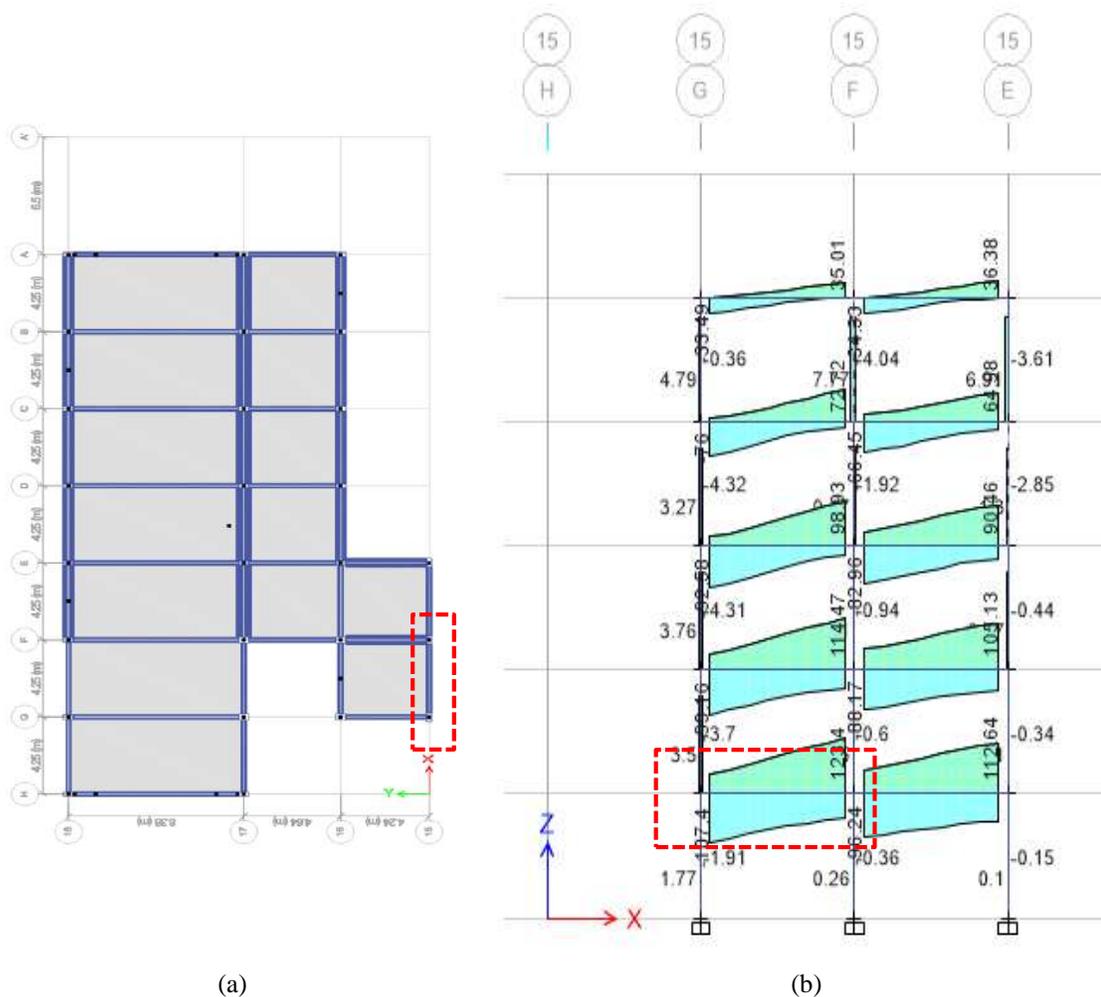


Figura 127. Bloque A a) Ubicación en planta de la viga, b) Vista perfil de la viga con mayor cortante

Propiedades de la viga:

$$b_w = 25 \text{ cm}$$

$$H = 65 \text{ cm}$$

$$d = 61 \text{ cm}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s \text{ sup} = A_s \text{ inf} = 3/4'' = 8.55 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 123.40 \text{ tn}$$

- A continuación, se realiza el chequeo de la Resistencia ante fuerza cortante.

Donde los estribos son de 3/8" @ 10 cm

$$A_v = 2 * 71 \text{mm}^2 = 142 \text{mm}^2$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{142 \text{mm}^2}{0.1 \text{m}} = 1420 \text{mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d = \frac{0.7 * \sqrt{210}}{4200} 25 * 61 = 368 \text{mm}^2/\text{m}$$

Se tiene que:

$$A_{s \text{ min}} \leq \frac{A_v}{s}$$

$$368 \text{mm}^2/\text{m} \leq 1420 \text{mm}^2/\text{m} \dots\dots\dots OK$$

De acuerdo la ACI 318-19, la fuerza cortante máxima no debe ser mayor o igual a la Resistencia nominal por cortante:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

- Se tiene:

$$V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$$

$$V_u \leq \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d + \phi \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

$$V_u \leq 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 61 + 0.85 * \frac{142 * 10^{-2} * 4200 * 61}{10}$$

$$V_u \leq 10.57 + 30.92$$

$$V_u \leq 40.88 \text{ ton}$$

Por lo cual no cumple con la condición y se tiene que reforzar las vigas del bloque A con fibras de carbono, donde la siguiente formula muestra la contribución del FRP al cortante.

$$V_f = \frac{A_{fv} * f_{fe} * d_f}{s_f}$$

$A_{fv}$ : Area del refuerzo de FRP = 2 \* N° de capas \* espesor nominal de las fibras de carbono \* ancho de las capas de refuerzo de las fibras de carbono

$f_{fe}$ : módulo de elasticidad de la lámina FRP

$d_f$ : Longitud de una rama de refuerzo FRP

$s_f$ : espaciamiento a ejes del efuerzo por corte

Entonces se tiene:

$$A_{fv} = 2 * 2 * 0.0012 * 30 = 0.144 \text{ cm}^2$$

$$V_f = \frac{0.144 * 2141404 ** 40}{30} = 411149.56 \text{ kg} = 411.14 \text{ ton}$$

La resistencia al corte nominal de un miembro de concreto reforzado con fibras de carbono se determina con la siguiente formula.

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s + \phi \psi V_f$$

$$\phi V_n = 10.57 + 30.92 + 0.85 * 0.85 * 411.14$$

$$\phi V_n = 331.66 \text{ ton}$$

Se tiene lo siguiente que la cortante máxima debe ser menor que la cortante nominal.

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$123.40 \leq 331.66 \text{ ton} \dots OK$$

Entonces el refuerzo de las vigas con fibra de carbono con ancho de 30cm espaciado a 30cm y espesor del FRP 1.2 mm (ver figura 129).

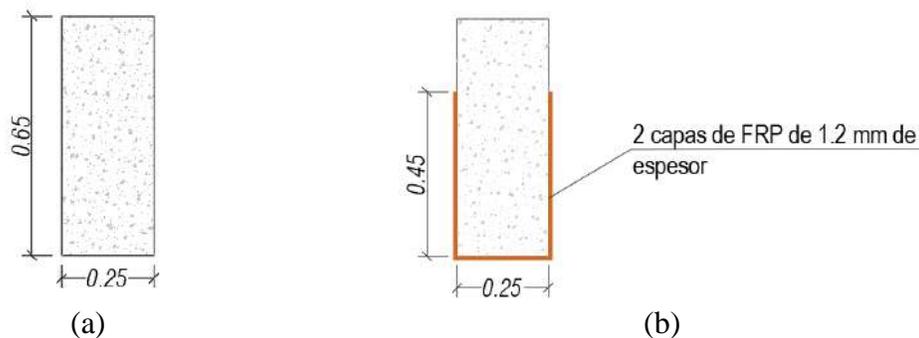


Figura 128. Esquema de reforzamiento de viga 25x65cm en el bloque A

## B. BLOQUE B y C:

La cortante y momento máximo en el bloque B se encuentra en la viga del primer nivel, eje A entre 2 y 3 (ver figura 130).

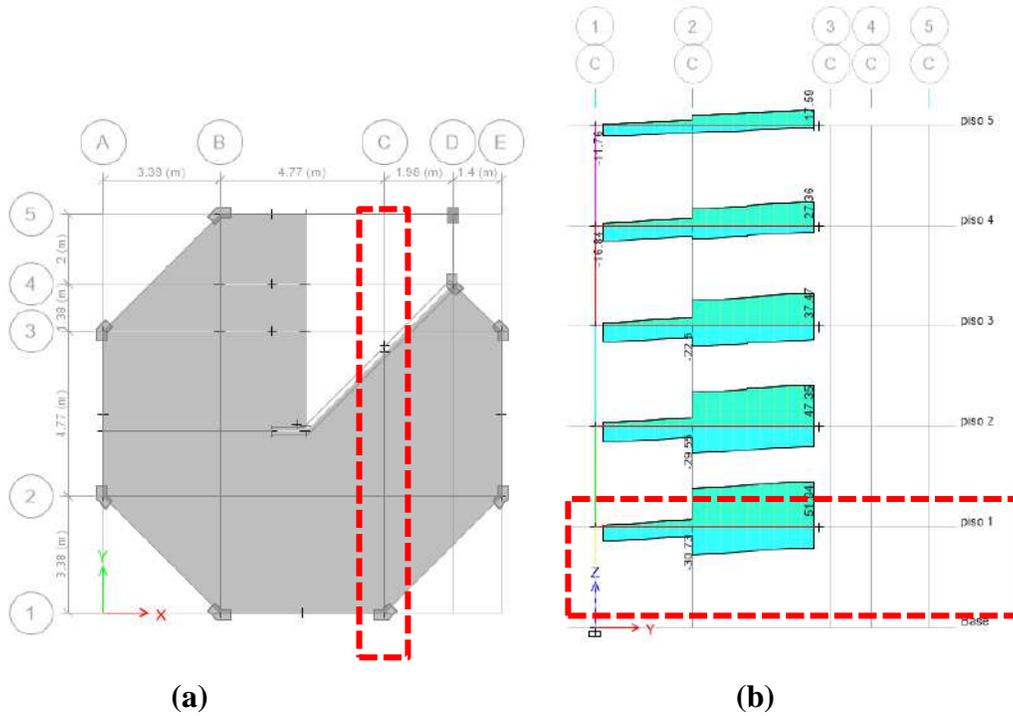


Figura 129. Bloque C (a) Ubicación en planta de la viga, (b) Vista perfil de la viga con mayor cortante

Propiedades de la viga:

$$bw = 40 \text{ m}$$

$$H = 70 \text{ cm}$$

$$d = 66 \text{ cm}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$As \text{ sup} = As \text{ inf} = 1'' = 9.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bloque B: } Vu = 51.94 \text{ cm}$$

- **Chequeo de la Resistencia ante fuerza cortante.**

Donde los estribos son de 3/8" @ 10 cm

$$Av = 2 * 71 \text{ mm}^2 = 142 \text{ mm}^2$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{142 \text{ mm}^2}{0.1 \text{ m}} = 1420 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$As \text{ min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{fy} bw * d = \frac{0.7 * \sqrt{210}}{4200} * 40 * 66 = 637.62 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Se tiene que:

$$A_s \min \leq \frac{A_v}{s}$$

$$637.62 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \leq 1420 \text{mm}^2/\text{m} \dots\dots\dots \text{OK}$$

De acuerdo la E.060 de concreto armado, la fuerza cortante máxima no debe ser mayor o igual a la Resistencia nominal por cortante:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

- Según el capítulo 11.8. de la norma E.060 de concreto armado, donde la resistencia nominal al cortante o debe ser mayor a la siguiente expresión.

$$V_n \leq 0.83 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$$

$$V_u \leq \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d + \phi \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

$$V_u \leq 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 40 * 66 + \frac{142 * 10^{-2} * 4200 * 66}{10}$$

$$V_u \leq 17.23 + 33.46 = 50.69 \text{ ton}$$

$$51.94 \text{ ton} \leq 50.69 \text{ ton OK}$$

Por lo cual cumple que la cortante máxima es menor que la cortante nominal, por lo cual no necesita reformación de las vigas del Bloque B. (ver figura 131).

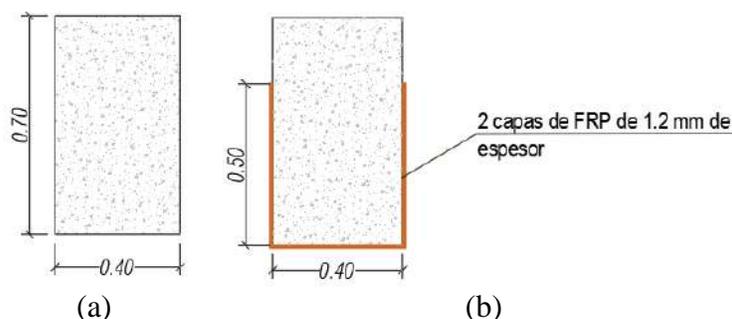


Figura 130. Esquema de reforzamiento de viga 40x70cm en el bloque B

## CAPITULO 5. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS

### 5.1 Análisis de resultados obtenidos

#### 5.1.1 Periodo de la estructura con disipador SLB

Tabla 84. Periodo de las estructuras con disipador SLB

Bloque	Periodo fundamental de la estructura con disipador SLB (s)
A	0.437
B	0.430
C	0.379

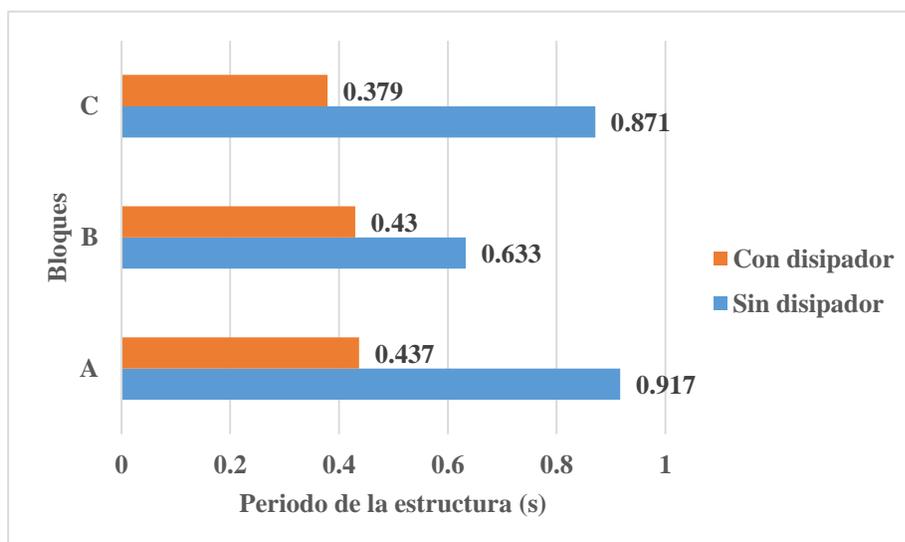
La tabla 84 muestra los periodos fundamentales de las estructuras A, B y C reforzado con disipador SLB teniendo periodos de 0.437s, 0.430s, y 0.379s respectivamente.

#### 5.1.2 Reducción del periodo de la estructura con disipadores SLB

Tabla 85. Reducción del periodo de las estructuras utilizando disipador SLB

Bloque	Periodo de la estructura sin disipador SLB (s)	Periodo de la estructura con disipador SLB (s)	Reducción
A	0.917	0.437	52.34%
B	0.633	0.430	32.07%
C	0.871	0.379	56.49%

Figura 131. Variación de periodos de la estructura con disipador SLB y sin disipador SLB



Según la Tabla 85, las estructuras de los bloques A, B y C, al ser implementadas con disipadores SLB (Shear Link Bozzo), reducen sus períodos en un 52.34%, 32.07% y 56.49%, respectivamente. Esto evidencia un aumento significativo en la rigidez estructural debido a la incorporación de los disipadores SLB.

### **5.1.3 Control de desplazamientos máximos laterales según el análisis Tiempo Historia No Lineal**

En la presente investigación el control de derivas está basado en la norma E030, en el punto 30.3 “tratamiento de resultados”, en el punto 30.3.2. Las derivas máximas de entrepiso no exceden de 0.00875.

#### **5.1.3.1 Derivas máximas de entrepiso en el No Lineal Tiempo Historia.**

A continuación, se muestran tablas de resumen de derivas de entrepiso sometido a diferentes sismos en las direcciones “X” y “Y”.

**Tabla 86. Derivas máximas del Sismo Ancash en la dirección X**

Pisos	SISMO	Dirección	Deriva		
			Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	Ancash	X	0.0020	-	-
Piso 5	Ancash	X	0.0040	0.0023	0.0027
Piso 4	Ancash	X	0.0042	0.0034	0.0040
Piso 3	Ancash	X	0.0066	0.0040	0.0048
Piso 2	Ancash	X	0.0082	0.0042	0.0051
Piso 1	Ancash	X	0.0080	0.0028	0.0042

La tabla 86 muestra las derivas máximas de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB con valores máximos de 0.0082, 0.0042, y 0.0051 respectivamente. Las derivas de entrepiso en los bloques en estudio, bajo el sismo de Ancash en la dirección X, cumplen con las exigencias de la norma E030.

**Tabla 87. Derivas máximas del Sismo Ancash en la dirección Y**

Pisos	SISMO	Dirección	Deriva		
			Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	Ancash	Y	0.0035	-	-

Piso 5	Ancash	Y	0.0031	0.0022	0.0026
Piso 4	Ancash	Y	0.0021	0.0038	0.0042
Piso 3	Ancash	Y	0.0025	0.0053	0.0045
Piso 2	Ancash	Y	0.0030	0.0061	0.0037
Piso 1	Ancash	Y	0.0029	0.0044	0.0037

La tabla 87 muestra las derivas máximas de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB con valores máximos de 0.0035, 0.0061, y 0.0045 respectivamente. Las derivas de entrepiso en los bloques en estudio, bajo el sismo de Ancash en la dirección Y, cumplen con las exigencias de la norma E030.

*Tabla 88. Derivas máximas del Sismo Andahuaylillas en la dirección X*

Pisos	SISMO	Dirección	Deriva		
			Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	Andahuaylillas	X	0.0019	-	-
Piso 5	Andahuaylillas	X	0.0039	0.0020	0.0030
Piso 4	Andahuaylillas	X	0.0033	0.0032	0.0050
Piso 3	Andahuaylillas	X	0.0039	0.0044	0.0068
Piso 2	Andahuaylillas	X	0.0061	0.0049	0.0080
Piso 1	Andahuaylillas	X	0.0053	0.0034	0.0070

La tabla 88 muestra las derivas máximas de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB con valores máximos de 0.0061, 0.0049, y 0.0080 respectivamente. Las derivas de entrepiso en los bloques en estudio, bajo el sismo de Andahuaylillas en la dirección X, cumplen con las exigencias de la norma E030.

*Tabla 89. Derivas máximas del Sismo Andahuaylillas en la dirección Y*

Pisos	SISMO	Dirección	Deriva		
			Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	Andahuaylillas	Y	0.0028	-	-
Piso 5	Andahuaylillas	Y	0.0026	0.0021	0.0028
Piso 4	Andahuaylillas	Y	0.0020	0.0031	0.0039
Piso 3	Andahuaylillas	Y	0.0029	0.0039	0.0032
Piso 2	Andahuaylillas	Y	0.0032	0.0042	0.0022
Piso 1	Andahuaylillas	Y	0.0027	0.0028	0.0022

La tabla 89 muestra las derivas máximas de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB con valores máximos de 0.0032, 0.0042, y 0.0039 respectivamente. Las derivas

de entrepiso en los bloques en estudio, bajo el sismo de Andahuaylillas en la dirección Y, cumplen con las exigencias de la norma E030.

*Tabla 90. Derivas máximas del Sismo Ático en la dirección X*

Pisos	SISMO	Dirección	Deriva		
			Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	Atico	X	0.0020	-	-
Piso 5	Atico	X	0.0038	0.0020	0.0032
Piso 4	Atico	X	0.0043	0.0032	0.0048
Piso 3	Atico	X	0.0060	0.0043	0.0056
Piso 2	Atico	X	0.0079	0.0047	0.0061
Piso 1	Atico	X	0.0069	0.0030	0.0055

La tabla 90 muestra las derivas máximas de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB con valores máximos de 0.0079, 0.0047, y 0.0061 respectivamente. Las derivas de entrepiso en los bloques en estudio, bajo el sismo de Ático en la dirección X, cumplen con las exigencias de la norma E030.

*Tabla 91. Derivas máximas del Sismo Ático en la dirección Y*

Pisos	SISMO	Dirección	Deriva		
			Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	Atico	Y	0.0034	-	-
Piso 5	Atico	Y	0.0034	0.0026	0.0028
Piso 4	Atico	Y	0.0023	0.0038	0.0043
Piso 3	Atico	Y	0.0028	0.0048	0.0048
Piso 2	Atico	Y	0.0037	0.0052	0.0040
Piso 1	Atico	Y	0.0034	0.0040	0.0037

La tabla 91 muestra las derivas máximas de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB con valores máximos de 0.0034, 0.0052, y 0.0048 respectivamente. Las derivas de entrepiso en los bloques en estudio, bajo el sismo de Ático en la dirección Y, cumplen con las exigencias de la norma E030.

*Tabla 92. Derivas máximas del Sismo Chusmiza en la dirección X*

Pisos	SISMO	Dirección	Deriva		
			Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	Chusmiza	X	0.0019	-	-
Piso 5	Chusmiza	X	0.0042	0.0026	0.0033
Piso 4	Chusmiza	X	0.0037	0.0040	0.0051

Piso 3	Chusmiza	X	0.0054	0.0053	0.0064
Piso 2	Chusmiza	X	0.0077	0.0060	0.0072
Piso 1	Chusmiza	X	0.0074	0.0043	0.0060

La tabla 92 muestra las derivas máximas de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB con valores máximos de 0.0077, 0.0060, y 0.0072 respectivamente. Las derivas de entrepiso en los bloques en estudio, bajo el sismo de Chusmiza en la dirección X, cumplen con las exigencias de la norma E030.

*Tabla 93. Derivas máximas del Sismo Chusmiza en la dirección Y*

Pisos	SISMO	Dirección	Deriva		
			Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	Chusmiza	Y	0.0031	-	-
Piso 5	Chusmiza	Y	0.0026	0.0027	0.0028
Piso 4	Chusmiza	Y	0.0015	0.0040	0.0040
Piso 3	Chusmiza	Y	0.0023	0.0052	0.0044
Piso 2	Chusmiza	Y	0.0031	0.0059	0.0035
Piso 1	Chusmiza	Y	0.0029	0.0041	0.0031

La tabla 93 muestra las derivas máximas de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB con valores máximos de 0.0031, 0.0059, y 0.0044 respectivamente. Las derivas de entrepiso en los bloques en estudio, bajo el sismo de Chusmiza en la dirección Y, cumplen con las exigencias de la norma E030.

*Tabla 94. Derivas máximas del Sismo Curico en la dirección X*

Pisos	SISMO	Dirección	Deriva		
			Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	Curico	X	0.0020	-	-
Piso 5	Curico	X	0.0045	0.0018	0.0035
Piso 4	Curico	X	0.0038	0.0026	0.0057
Piso 3	Curico	X	0.0051	0.0032	0.0067
Piso 2	Curico	X	0.0064	0.0039	0.0069
Piso 1	Curico	X	0.0048	0.0028	0.0055

La tabla 94 muestra las derivas máximas de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB con valores máximos de 0.0064, 0.0039, y 0.0069 respectivamente. Las derivas

de entrepiso en los bloques en estudio, bajo el sismo de Curico en la dirección X, cumplen con las exigencias de la norma E030.

*Tabla 95. Derivas máximas del Sismo Curico en la dirección Y*

Pisos	SISMO	Dirección	Deriva		
			Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	Curico	Y	0.0037	-	-
Piso 5	Curico	Y	0.0036	0.0028	0.0034
Piso 4	Curico	Y	0.0030	0.0045	0.0062
Piso 3	Curico	Y	0.0049	0.0066	0.0084
Piso 2	Curico	Y	0.0071	0.0081	0.0080
Piso 1	Curico	Y	0.0071	0.0060	0.0079

La tabla 95 muestra las derivas máximas de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB con valores máximos de 0.0071, 0.0081, y 0.0080 respectivamente. Las derivas de entrepiso en los bloques en estudio, bajo el sismo de Curico en la dirección X, cumplen con las exigencias de la norma E030.

*Tabla 96. Derivas máximas del Sismo El centro en la dirección X*

Pisos	SISMO	Dirección	Deriva		
			Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	El Centro	X	0.0020	-	-
Piso 5	El Centro	X	0.0037	0.0021	0.0033
Piso 4	El Centro	X	0.0039	0.0033	0.0058
Piso 3	El Centro	X	0.0064	0.0046	0.0075
Piso 2	El Centro	X	0.0085	0.0054	0.0084
Piso 1	El Centro	X	0.0074	0.0040	0.0070

La tabla 96 muestra las derivas máximas de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB con valores máximos de 0.0085, 0.0054, y 0.0084 respectivamente. Las derivas de entrepiso en los bloques en estudio, bajo el sismo de El centro en la dirección X, cumplen con las exigencias de la norma E030.

*Tabla 97. Derivas máximas del Sismo El centro en la dirección Y*

Pisos	SISMO	Dirección	Deriva		
			Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	El Centro	Y	0.0031	-	-
Piso 5	El Centro	Y	0.0028	0.0025	0.0026

Piso 4	El Centro	Y	0.0021	0.0038	0.0042
Piso 3	El Centro	Y	0.0032	0.0053	0.0050
Piso 2	El Centro	Y	0.0042	0.0061	0.0044
Piso 1	El Centro	Y	0.0042	0.0043	0.0044

La tabla 97 muestra las derivas máximas de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB con valores máximos de 0.0042, 0.0061, y 0.0044 respectivamente. Las derivas de entrepiso en los bloques en estudio, bajo el sismo de El centro en la dirección Y, cumplen con las exigencias de la norma E030.

*Tabla 98. Derivas máximas del Sismo Kobe en la dirección X*

Pisos	SISMO	Dirección	Deriva		
			Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	Kobe	X	0.0019	-	-
Piso 5	Kobe	X	0.0035	0.0019	0.0038
Piso 4	Kobe	X	0.0040	0.0031	0.0060
Piso 3	Kobe	X	0.0064	0.0041	0.0069
Piso 2	Kobe	X	0.0078	0.0047	0.0071
Piso 1	Kobe	X	0.0062	0.0034	0.0055

La tabla 98 muestra las derivas máximas de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB con valores máximos de 0.0078, 0.0047, y 0.0071 respectivamente. Las derivas de entrepiso en los bloques en estudio, bajo el sismo de Kobe en la dirección X, cumplen con las exigencias de la norma E030.

*Tabla 99. Derivas máximas del Sismo Kobe en la dirección Y*

Pisos	SISMO	Dirección	Deriva		
			Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	Kobe	Y	0.0025	-	-
Piso 5	Kobe	Y	0.0022	0.0030	0.0045
Piso 4	Kobe	Y	0.0021	0.0042	0.0077
Piso 3	Kobe	Y	0.0031	0.0059	0.0085
Piso 2	Kobe	Y	0.0043	0.0072	0.0081
Piso 1	Kobe	Y	0.0041	0.0051	0.0070

La tabla 99 muestra las derivas máximas de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB con valores máximos de 0.0043, 0.0072, y 0.0081 respectivamente. Las derivas

de entrepiso en los bloques en estudio, bajo el sismo de Kobe en la dirección Y, cumplen con las exigencias de la norma E030.

*Tabla 100. Derivas máximas del Sismo Lima en la dirección X*

Pisos	SISMO	Dirección	Deriva		
			Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	Lima	X	0.0019	-	-
Piso 5	Lima	X	0.0040	0.0021	0.0036
Piso 4	Lima	X	0.0049	0.0034	0.0060
Piso 3	Lima	X	0.0076	0.0047	0.0074
Piso 2	Lima	X	0.0079	0.0054	0.0077
Piso 1	Lima	X	0.0068	0.0039	0.0060

La tabla 100 muestra las derivas máximas de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB con valores máximos de 0.0079, 0.0054, y 0.0077 respectivamente. Las derivas de entrepiso en los bloques en estudio, bajo el sismo de Lima en la dirección X, cumplen con las exigencias de la norma E030.

*Tabla 101. Derivas máximas del Sismo Lima en la dirección Y*

Pisos	SISMO	Dirección	Deriva		
			Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	Lima	Y	0.0030	-	-
Piso 5	Lima	Y	0.0029	0.0025	0.0026
Piso 4	Lima	Y	0.0019	0.0040	0.0038
Piso 3	Lima	Y	0.0026	0.0051	0.0035
Piso 2	Lima	Y	0.0030	0.0056	0.0022
Piso 1	Lima	Y	0.0026	0.0037	0.0023

La tabla 101 muestra las derivas máximas de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB con valores máximos de 0.0030, 0.0056, y 0.0038 respectivamente. Las derivas de entrepiso en los bloques en estudio, bajo el sismo de Lima en la dirección Y, cumplen con las exigencias de la norma E030.

*Tabla 102. Derivas máximas del Sismo Maule en la dirección X*

Pisos	SISMO	Dirección	Deriva		
			Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	Maule	X	0.0021	-	-
Piso 5	Maule	X	0.0044	0.0022	0.0035
Piso 4	Maule	X	0.0045	0.0033	0.0056

Piso 3	Maule	X	0.0056	0.0042	0.0067
Piso 2	Maule	X	0.0068	0.0044	0.0074
Piso 1	Maule	X	0.0055	0.0029	0.0064

La tabla 102 muestra las derivas máximas de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB con valores máximos de 0.0068, 0.0044, y 0.0074 respectivamente. Las derivas de entrepiso en los bloques en estudio, bajo el sismo de Maule en la dirección X, cumplen con las exigencias de la norma E030.

*Tabla 103. Derivas máximas del Sismo Maule en la dirección Y*

Pisos	SISMO	Dirección	Deriva		
			Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	Maule	Y	0.0037	-	-
Piso 5	Maule	Y	0.0032	0.0022	0.0033
Piso 4	Maule	Y	0.0025	0.0037	0.0053
Piso 3	Maule	Y	0.0035	0.0051	0.0062
Piso 2	Maule	Y	0.0045	0.0059	0.0052
Piso 1	Maule	Y	0.0044	0.0041	0.0046

La tabla 103 muestra las derivas máximas de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB con valores máximos de 0.0045, 0.0059, y 0.0062 respectivamente. Las derivas de entrepiso en los bloques en estudio, bajo el sismo de Maule en la dirección Y, cumplen con las exigencias de la norma E030.

*Tabla 104. Derivas máximas del Sismo Northidge en la dirección X*

Pisos	SISMO	Dirección	Deriva		
			Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	Northidge	X	0.0021	-	-
Piso 5	Northidge	X	0.0039	0.0021	0.0029
Piso 4	Northidge	X	0.0044	0.0032	0.0048
Piso 3	Northidge	X	0.0072	0.0041	0.0058
Piso 2	Northidge	X	0.0082	0.0047	0.0061
Piso 1	Northidge	X	0.0067	0.0033	0.0050

La tabla 104 muestra las derivas máximas de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB con valores máximos de 0.0082, 0.0047, y 0.0061 respectivamente. Las derivas

de entrepiso en los bloques en estudio, bajo el sismo de Northridge en la dirección X, cumplen con las exigencias de la norma E030.

*Tabla 105. Derivas máximas del Sismo Northridge en la dirección Y*

Pisos	SISMO	Dirección	Deriva		
			Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	Northridge	Y	0.0027	-	-
Piso 5	Northridge	Y	0.0027	0.0023	0.0024
Piso 4	Northridge	Y	0.0017	0.0039	0.0038
Piso 3	Northridge	Y	0.0021	0.0052	0.0043
Piso 2	Northridge	Y	0.0028	0.0057	0.0032
Piso 1	Northridge	Y	0.0029	0.0039	0.0031

La tabla 105 muestra las derivas máximas de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB con valores máximos de 0.0028, 0.0057, y 0.0043 respectivamente. Las derivas de entrepiso en los bloques en estudio, bajo el sismo de Northridge en la dirección Y, cumplen con las exigencias de la norma E030.

*Tabla 106. Derivas máximas del Sismo Pisco en la dirección X*

Pisos	SISMO	Dirección	Deriva		
			Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	Pisco	X	0.0019	-	-
Piso 5	Pisco	X	0.0037	0.0024	0.0035
Piso 4	Pisco	X	0.0049	0.0036	0.0056
Piso 3	Pisco	X	0.0071	0.0045	0.0067
Piso 2	Pisco	X	0.0081	0.0050	0.0070
Piso 1	Pisco	X	0.0070	0.0034	0.0058

La tabla 106 muestra las derivas máximas de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB con valores máximos de 0.0081, 0.0050, y 0.0070 respectivamente. Las derivas de entrepiso en los bloques en estudio, bajo el sismo de Pisco en la dirección X, cumplen con las exigencias de la norma E030.

*Tabla 107. Derivas máximas del Sismo Pisco en la dirección Y*

Pisos	SISMO	Dirección	Deriva		
			Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	Pisco	Y	0.0031	-	-
Piso 5	Pisco	Y	0.0029	0.0020	0.0030
Piso 4	Pisco	Y	0.0023	0.0032	0.0047

Piso 3	Pisco	Y	0.0031	0.0042	0.0051
Piso 2	Pisco	Y	0.0036	0.0047	0.0034
Piso 1	Pisco	Y	0.0030	0.0032	0.0028

La tabla 107 muestra las derivas máximas de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB con valores máximos de 0.0036, 0.0047, y 0.0034 respectivamente. Las derivas de entrepiso en los bloques en estudio, bajo el sismo de Pisco en la dirección Y, cumplen con las exigencias de la norma E030.

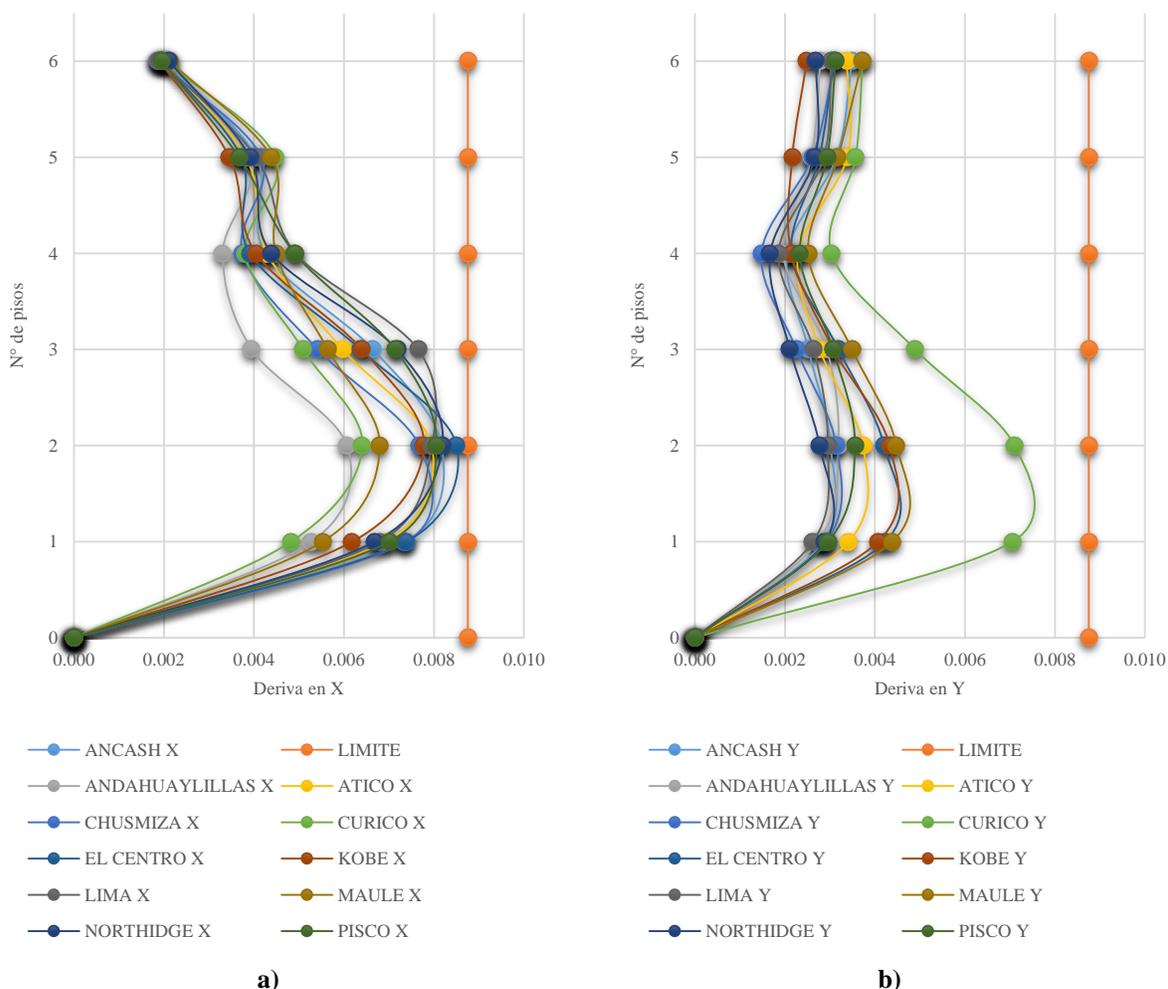
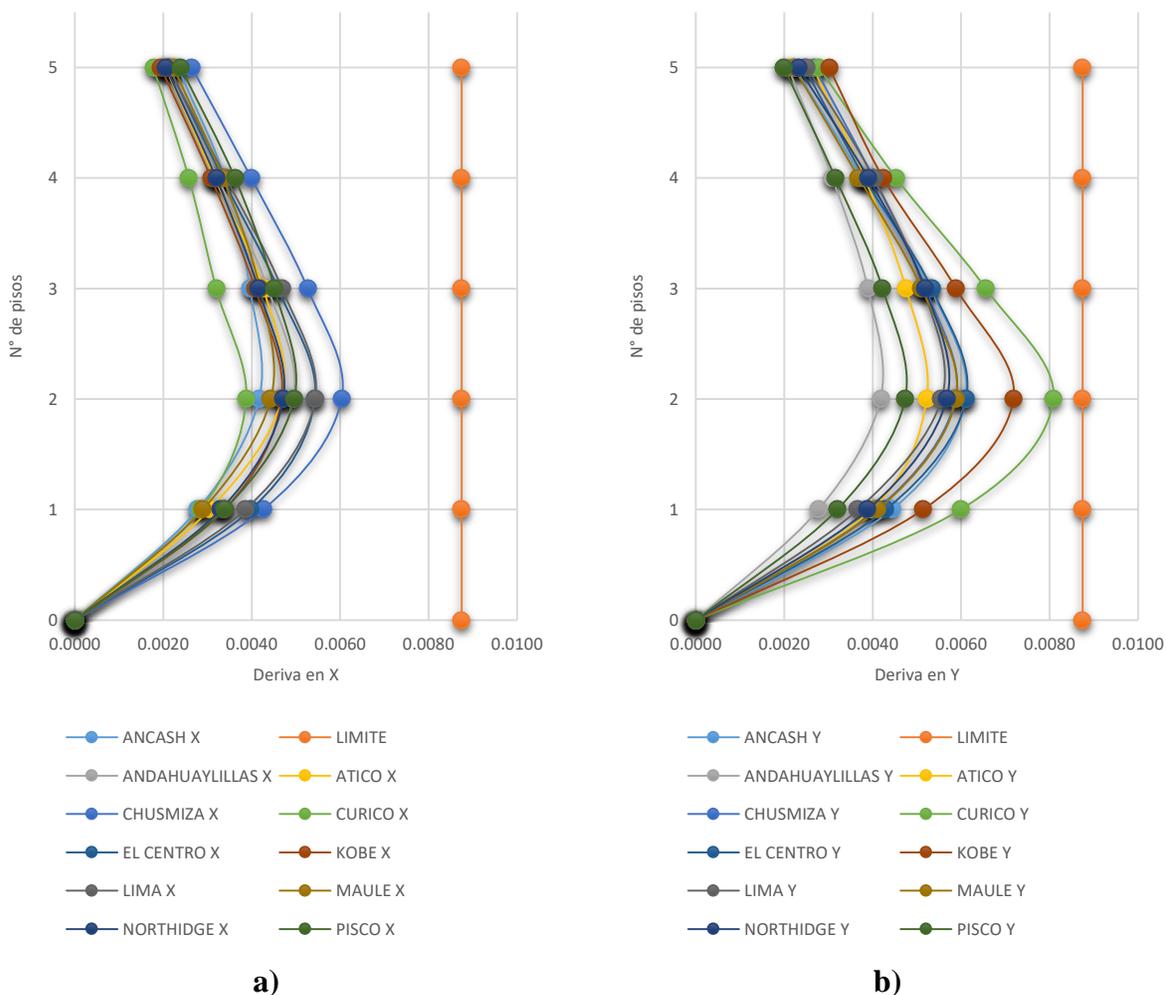


Figura 132. bloque A Deriva de registros sísmicos a) Derivas máximas en X, b) Derivas máximas en Y

La figura 133 muestran las derivas máximas del bloque A bajo los 11 movimientos sísmicos en la dirección “X” y “Y” respectivamente. En la dirección X, la máxima deriva es 0.0085 se produjo por el sismo de El centro. En la dirección Y, el sismo de curico causó la máxima deriva

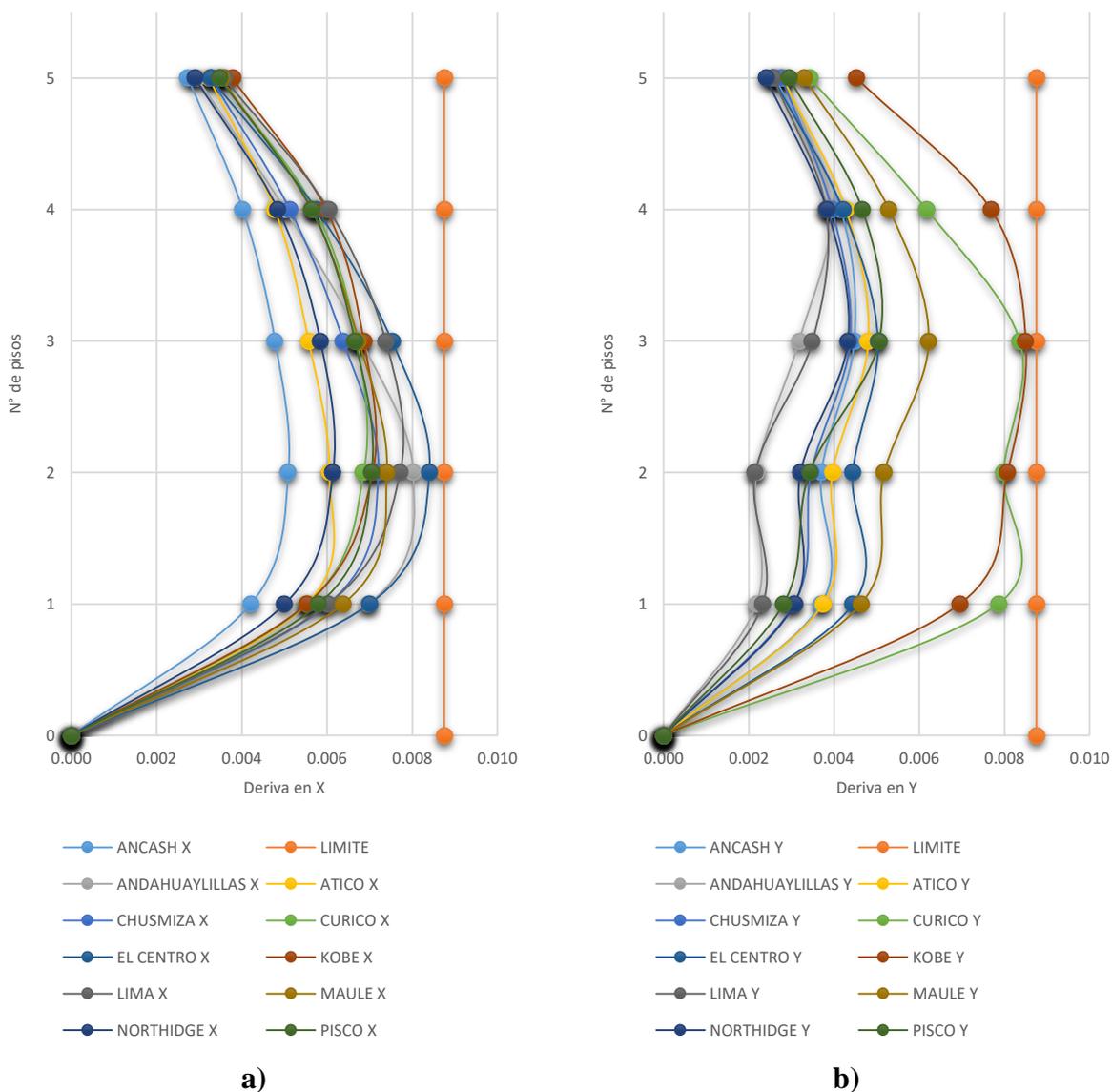
de 0.0071. Por tanto, el reforzamiento de las estructuras con disipadores SLB en el bloque A reducen los desplazamientos laterales en las direcciones horizontales (“X” y “Y”), cumpliendo así el límite de 1.25 de la norma E030.

De la figura 133.b se interpreta que la curvatura en la parte media indica que los pisos intermedios experimentan una mayor deformación relativa en comparación con los pisos inferiores y superiores. Esto se debe a que, los pisos superiores presentan menor masa, lo que reduce su inercia y deformación. También, los pisos inferiores tienen mayor rigidez, debido a la restricción impuesta por la base de la estructura.



**Figura 133. bloque B Deriva de registros sísmicos a) Derivas máximas en X, b) Derivas máximas en Y**

La figura 134 muestran las derivas máximas del bloque B bajo los 11 movimientos sísmicos en la dirección “X” y “Y” respectivamente. En la dirección X, la máxima deriva es 0.0060 se produjo por el sismo de Chusmiza. En la dirección Y, el sismo de curico causó la máxima deriva de 0.0081. Por tanto, el reforzamiento de las estructuras con disipadores SLB en el bloque B reducen los desplazamientos laterales en las direcciones horizontales (“X” y “Y”), cumpliendo así el límite de 1.25 de 0.007 de la norma E030.



**Figura 134. bloque B Deriva de registros sísmicos a) Derivas máximas en X, b) Derivas máximas en Y**

La figura 135 muestran las derivas máximas del bloque C bajo los 11 movimientos sísmicos en la dirección “X” y “Y” respectivamente. En la dirección X, la máxima deriva es 0.0084 se produjo por el sismo de El centro. En la dirección Y, el sismo de Kobe causó la máxima deriva de 0.0085. Por tanto, el reforzamiento de las estructuras con disipadores SLB en el bloque C reducen los desplazamientos laterales en las direcciones horizontales (“X” y “Y”), cumpliendo así el límite de 1.25 de 0.007 de la norma E030.

De la figura 135.b se interpreta que, la forma curva en la parte media se debe a la interacción entre la rigidez de la estructura y la distribución de fuerzas sísmicas a lo largo de los pisos. Esto indica que los pisos intermedios experimentan una mayor deformación relativa en comparación con los pisos inferiores y superiores.

#### 5.1.3.2 Promedio de derivas máximas en el análisis No Lineal Tiempo Historia.

Según la norma E030, en el artículo 30 “Análisis Dinámico Tiempo Historia”, en el punto 30.3 “tratamiento de resultados”, en caso se utilicen por los menos 7 pares de registros sísmicos, las derivas de entrepiso se evalúan a partir de promedios de los resultados máximos obtenidos en cada análisis.

*Tabla 108. Promedio de derivas máximas de los registros sísmicos en la dirección X*

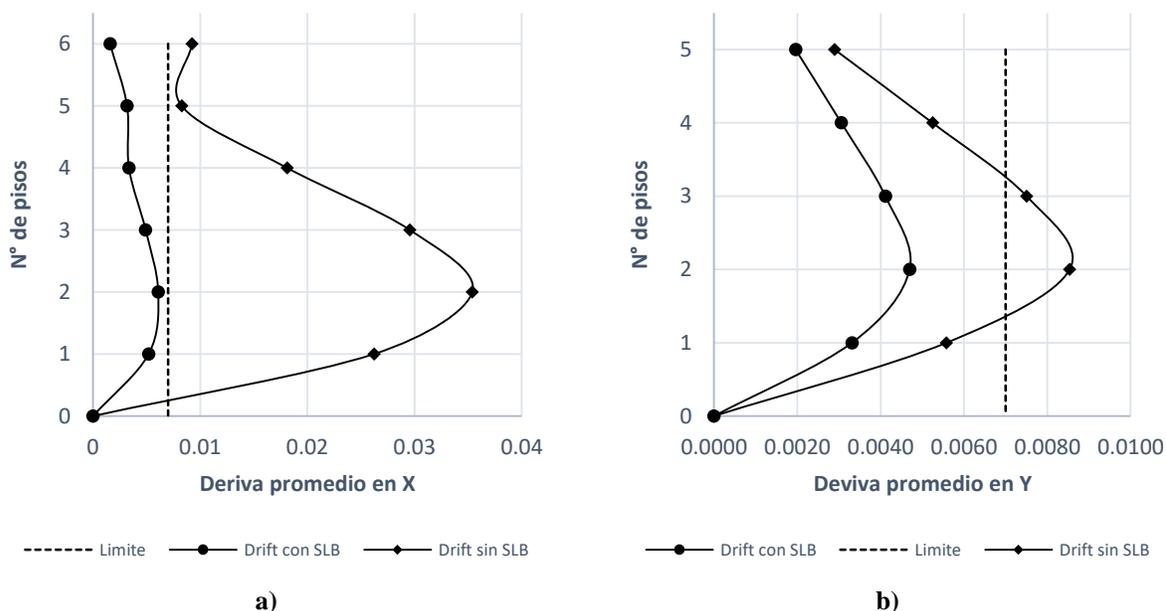
Pisos	Dirección	Deriva		
		Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	X	0.0020	-	-
Piso 5	X	0.0040	0.0022	0.0033
Piso 4	X	0.0042	0.0033	0.0053
Piso 3	X	0.0061	0.0043	0.0065
Piso 2	X	0.0076	0.0048	0.0070
Piso 1	X	0.0065	0.0034	0.0058

La tabla 108 muestra las derivas máximas promedios de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB teniendo valores de 0.0076, 0.0048 y 0.0070 respectivamente. Por lo tanto, las derivas de entrepiso en la dirección X cumplen con lo establecido por la norma E030.

*Tabla 109. Promedio de derivas máximas de los registros sísmicos en la dirección Y*

Pisos	Dirección	Deriva		
		Bloque A	Bloque B	Bloque C
Piso 6	Y	0.0032	-	-
Piso 5	Y	0.0029	0.0024	0.0030
Piso 4	Y	0.0021	0.0038	0.0047
Piso 3	Y	0.0030	0.0051	0.0053
Piso 2	Y	0.0039	0.0059	0.0043
Piso 1	Y	0.0036	0.0041	0.0041

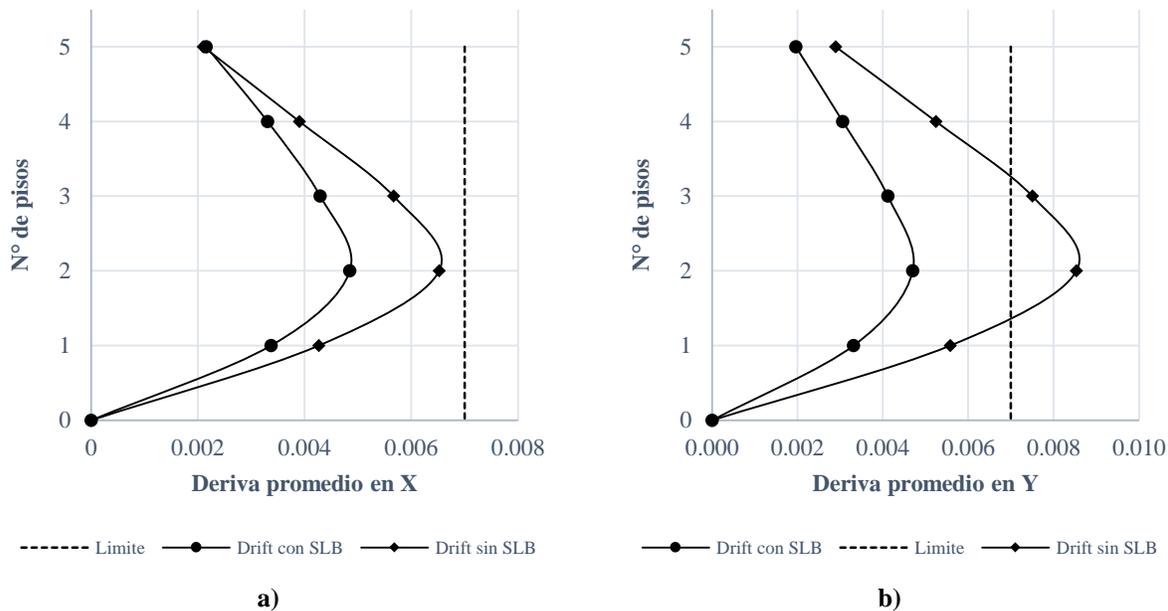
La tabla 109 muestra las derivas máximas promedios de entrepiso de los bloques A, B y C utilizando disipadores SLB teniendo valores de 0.0039, 0.0059 y 0.0053 respectivamente. Por lo tanto, las derivas de entrepiso en la dirección X cumplen con lo establecido por la norma E030.



**Figura 135. Promedio de derivas máximas del bloque A a) deriva en dirección “X”, b) deriva en dirección “Y”.**

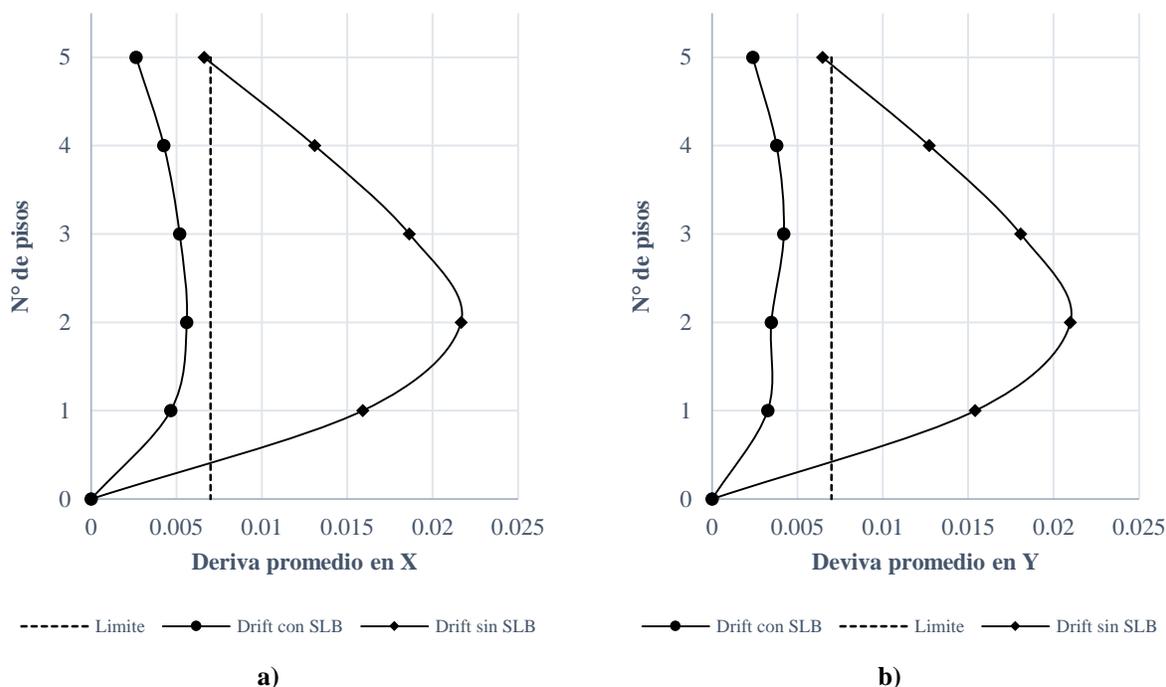
La figura 135 muestra la deriva máxima promedio de entrepisos con valores de 0.0076 (ver figura 135.a) y 0.0039 (ver figura 135.b) en la dirección “X” y “Y” respectivamente. Por tanto, el

bloque A utilizando disipadores SLB reducen las derivas en las direcciones horizontales (“X” y “Y”) cumpliendo con el límite de la norma E030.



**Figura 136. Promedio de derivas máximas del bloque B a) deriva en dirección “X”, b) deriva en dirección “Y”.**

La figura 136 muestra la deriva máxima promedio de entrepisos con valores de 0.0048 (ver figura 136.a) y 0.0059 (ver figura 136.b) en la dirección “X” y “Y” respectivamente. Por tanto, el bloque B utilizando disipadores SLB reducen las derivas en las direcciones horizontales (“X” y “Y”) cumpliendo con el límite de la norma E030.



**Figura 137. Promedio de derivas máximas del bloque C a) deriva en dirección “X”, b) deriva en dirección “Y”.**

La figura 137 muestra la deriva máxima promedio de entrepisos con valores de 0.0070 (ver figura 137.a) y 0.0053 (ver figura 137.b) en la dirección “X” y “Y” respectivamente. Por tanto, el bloque B utilizando disipadores SLB reducen las derivas en las direcciones horizontales (“X” y “Y”) cumpliendo con el límite de la norma E030.

#### 5.1.4 Fuerzas cortantes máximas de entrepiso

##### 5.1.4.1 Fuerza cortante máxima de las estructuras.

A continuación, se muestra la cortante de entrepisos de la tabla 110 a la tabla 120. Donde se aprecia la cortante de entrepiso para los 11 registros sísmicos en las direcciones “X” y “Y” de los bloques A, B y C.

**Tabla 110. Fuerza cortante máxima, Sismo Ancash**

PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)
Piso 6	Ancash	31.01	33.17	-	-	-	-
Piso 5	Ancash	91.71	90.14	117.37	108.49	82.86	67.00
Piso 4	Ancash	368.15	301.62	277.51	250.28	184.76	148.70
Piso 3	Ancash	612.97	606.68	410.62	366.40	254.50	211.48

Piso 2	Ancash	893.45	899.69	502.67	446.46	306.16	271.64
Piso 1	Ancash	1083.69	1176.72	591.20	507.76	375.44	325.08

*Tabla 111. Fuerza cortante máxima, Sismo Andahuaylillas*

PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)
Piso 6	Andahuaylillas	27.85	37.09	-	-	-	-
Piso 5	Andahuaylillas	82.44	88.32	111.23	98.36	83.08	62.24
Piso 4	Andahuaylillas	374.83	255.60	280.08	226.71	187.95	140.60
Piso 3	Andahuaylillas	599.26	497.38	412.02	329.52	252.02	189.18
Piso 2	Andahuaylillas	892.24	693.18	516.97	405.87	316.18	205.52
Piso 1	Andahuaylillas	1035.12	833.31	610.11	460.04	393.95	237.59

*Tabla 112. Fuerza cortante máxima, Sismo Ático*

PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)
Piso 6	Atico	28.46	37.24	-	-	-	-
Piso 5	Atico	90.98	94.13	103.66	110.39	70.99	68.71
Piso 4	Atico	386.32	321.09	240.75	262.24	151.79	143.86
Piso 3	Atico	632.68	634.41	371.33	375.25	203.35	202.78
Piso 2	Atico	899.41	876.90	446.15	475.09	253.77	261.13
Piso 1	Atico	1119.37	1010.83	492.90	539.47	317.40	333.70

*Tabla 113. Fuerza cortante máxima, Sismo Chusmiza*

PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)
Piso 6	Chusmiza	28.48	30.91	-	-	-	-
Piso 5	Chusmiza	70.60	83.90	137.51	104.15	83.54	76.11
Piso 4	Chusmiza	371.54	388.97	315.35	232.22	173.87	173.89
Piso 3	Chusmiza	710.03	739.36	468.15	337.59	245.64	237.77
Piso 2	Chusmiza	1022.08	981.51	571.99	417.00	303.18	276.51
Piso 1	Chusmiza	1209.20	1147.52	644.87	479.04	346.55	335.58

*Tabla 114. Fuerza cortante máxima, Sismo Curico*

PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)
Piso 6	Curico	37.10	30.11	-	-	-	-
Piso 5	Curico	95.27	79.07	88.90	92.71	71.87	58.46
Piso 4	Curico	352.67	297.73	228.28	241.07	170.93	126.34

Piso 3	Curico	614.83	610.95	353.58	389.69	246.57	175.11
Piso 2	Curico	947.07	863.80	452.21	485.05	288.66	245.14
Piso 1	Curico	1055.84	1044.34	510.58	540.52	312.28	330.25

*Tabla 115. Fuerza cortante máxima, Sismo El centro*

PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)
Piso 6	El Centro	29.72	30.60	-	-	-	-
Piso 5	El Centro	95.54	80.53	97.05	92.55	97.45	88.75
Piso 4	El Centro	378.76	327.12	250.78	223.28	222.07	185.16
Piso 3	El Centro	678.28	664.96	383.86	330.34	304.18	256.32
Piso 2	El Centro	875.97	960.27	478.56	423.72	357.85	330.49
Piso 1	El Centro	1095.73	1136.60	561.88	519.59	446.77	422.18

*Tabla 116. Fuerza cortante máxima, Sismo Kobe*

PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)
Piso 6	Kobe	28.89	31.06	-	-	-	-
Piso 5	Kobe	92.57	75.11	78.80	97.83	84.67	71.14
Piso 4	Kobe	392.23	278.89	191.13	230.20	194.37	157.80
Piso 3	Kobe	646.71	544.13	299.25	348.05	264.91	230.56
Piso 2	Kobe	883.63	816.06	369.58	428.16	303.41	297.30
Piso 1	Kobe	1063.04	1029.93	419.20	468.38	320.43	371.69

*Tabla 117. Fuerza cortante máxima, Sismo Lima*

PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)
Piso 6	Lima	29.57	28.18	-	-	-	-
Piso 5	Lima	91.06	69.18	124.61	106.97	106.15	67.09
Piso 4	Lima	370.81	297.25	303.77	274.26	231.25	152.62
Piso 3	Lima	649.00	612.06	465.12	426.22	299.83	220.67
Piso 2	Lima	980.21	867.59	573.30	506.95	345.64	267.44
Piso 1	Lima	1139.89	1024.04	644.01	583.77	397.65	353.06

*Tabla 118. Fuerza cortante máxima, Sismo Maule*

PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)
Piso 6	Maule	32.12	29.98	-	-	-	-
Piso 5	Maule	99.07	72.27	102.30	100.35	86.44	56.08
Piso 4	Maule	393.99	282.24	265.87	236.81	184.29	128.88

Piso 3	Maule	732.44	491.30	416.10	354.16	249.52	180.09
Piso 2	Maule	1059.76	694.05	511.69	426.92	301.45	211.48
Piso 1	Maule	1220.62	886.15	610.50	493.97	367.50	263.59

*Tabla 119. Fuerza cortante máxima, Sismo Northidge*

PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)
Piso 6	Northidge	27.91	31.62	-	-	-	-
Piso 5	Northidge	74.68	77.79	88.85	93.75	72.72	76.35
Piso 4	Northidge	353.42	415.08	229.52	241.38	175.24	160.45
Piso 3	Northidge	697.88	734.42	360.87	386.44	255.35	210.27
Piso 2	Northidge	983.77	1000.44	456.73	489.01	310.21	278.69
Piso 1	Northidge	1197.15	1163.24	514.46	558.51	358.76	370.49

*Tabla 120. Fuerza cortante máxima, Sismo Pisco*

PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)
Piso 6	Pisco	31.86	30.94	-	-	-	-
Piso 5	Pisco	97.01	77.64	107.62	109.88	80.09	57.81
Piso 4	Pisco	379.80	285.57	274.48	261.97	187.94	133.43
Piso 3	Pisco	708.47	525.75	423.51	375.58	260.65	198.38
Piso 2	Pisco	1030.78	741.83	520.35	451.37	321.50	247.99
Piso 1	Pisco	1295.34	862.85	564.79	505.50	391.57	300.71

#### 5.1.4.2 Resultado promedio de cortantes máximas.

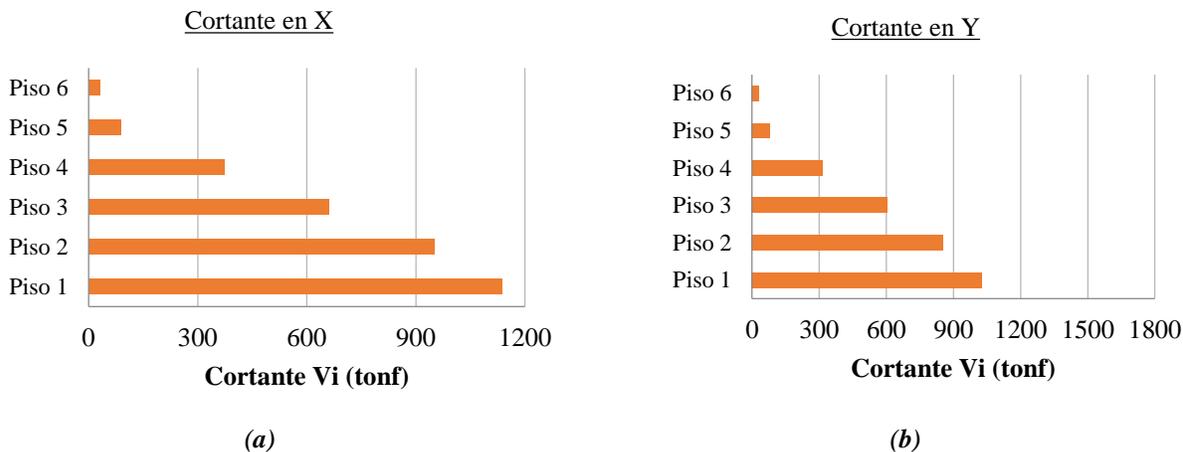
Según la norma E030, en el artículo 30 “Análisis Dinámico Tiempo Historia”, en el punto 30.3 “tratamiento de resultados”, en caso se utilicen por los menos 7 pares de registros sísmicos, las fuerzas cortantes se evalúan a partir de promedios de los resultados máximos obtenidos en cada análisis.

A continuación, la tabla 121 muestra el cortante promedio de entrepiso de los 11 registros sísmicos en las direcciones “X” y “Y” de los bloques A, B y C.

*Tabla 121. Fuerza cortante promedio de los registros sísmicos*

PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)	VX (tonf)	VY (tonf)
Piso 6	Promedio	30.27	31.90	-	-	-	-
Piso 5	Promedio	89.18	80.73	105.26	101.40	83.62	68.16
Piso 4	Promedio	374.77	313.74	259.77	243.67	187.68	150.16

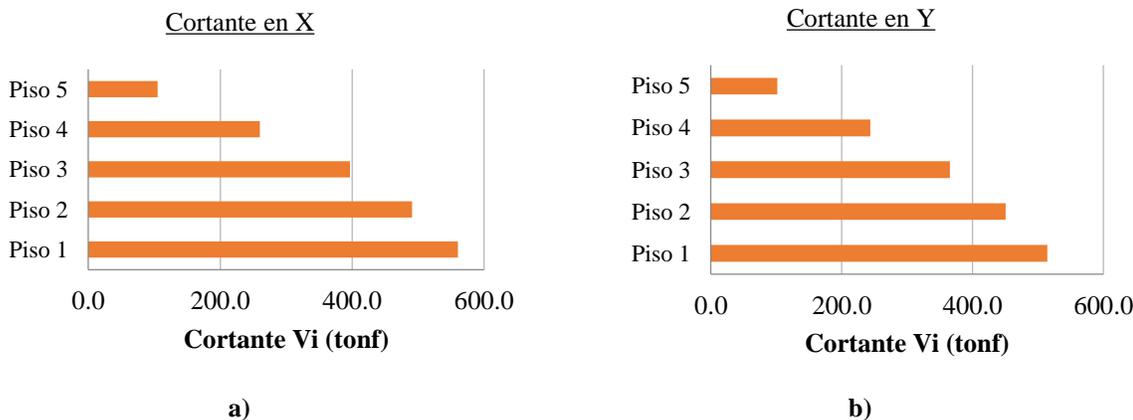
Piso 3	Promedio	662.05	605.58	396.76	365.39	257.87	210.24
Piso 2	Promedio	951.67	854.12	490.93	450.51	309.82	263.03
Piso 1	Promedio	1137.73	1028.68	560.41	514.23	366.21	331.26



**Figura 138. Distribución de cortante sísmico en altura de la estructura real y con disipadores SLB del bloque A (a) dirección X, (b) dirección Y.**

En la figura 139 se muestra el cortante sísmico en altura de la estructura del bloque A. En la dirección X (figura 139.a), la cortante máxima es 1137.72tonf (con disipadores SLB). En la dirección “Y” (figura 139.b) es 1028.68tonf (con disipadores SLB).

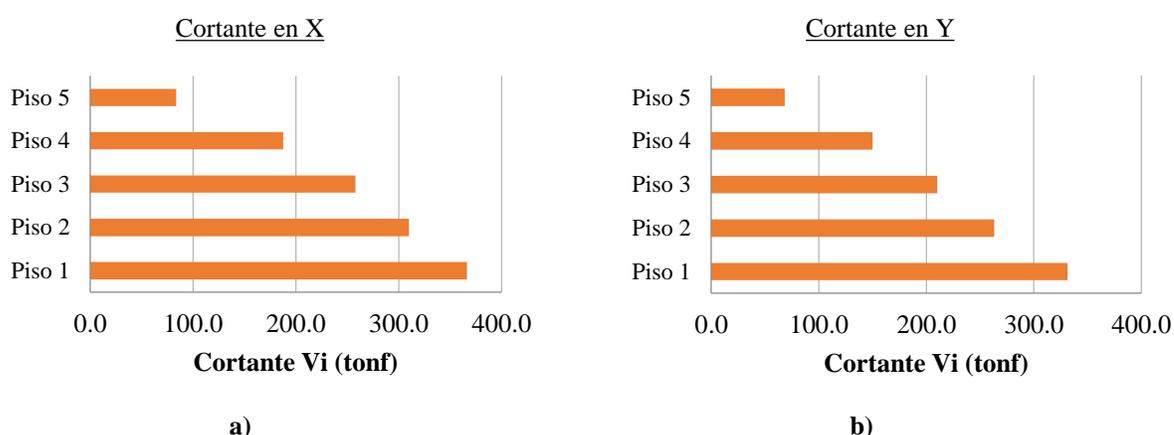
De acuerdo a Galdos&Nuñez (2020), en su análisis estático no lineal-PUSHOVER las fuerzas cortantes máximas que logran soportar son 538.679tn y 924.728 ton en la dirección “X” y “Y” respectivamente. Por consiguiente, el bloque A reforzado con disipadores SLB incrementa la capacidad de soporte a fuerza cortante.



**Figura 139. Distribución de cortante sísmico en altura de la estructura real y con disipadores SLB del bloque B (a) dirección X, (b) dirección Y.**

En la figura 140 se muestra el cortante sísmico en altura de la estructura del bloque B. En la dirección X (figura 140.a), la cortante máxima es 560.41tonf (con disipadores SLB). En la dirección “Y” (figura 140.b) es 514.23tonf (con disipadores SLB).

De acuerdo a Galdos&Nuñez (2020), en su análisis estático no lineal-PUSHOVER las fuerzas cortantes máximas que logran soportar son 398.925ton y 376.644ton en la dirección “X” y “Y” respectivamente. Por consiguiente, el bloque B reforzado con disipadores SLB incrementa la capacidad de soporte de fuerza cortante.



**Figura 140. Distribución de cortante sísmico en altura de la estructura real y con disipadores SLB del bloque C (a) dirección X, (b) dirección Y.**

En la figura 141 se muestra el cortante sísmico en altura de la estructura del bloque C. En la dirección X (figura 141.a), la cortante máxima es 366.21tonf (con disipadores SLB). En la dirección “Y” (figura 141.b) es 331.26tonf (con disipadores SLB).

De acuerdo a Galdos&Nuñez (2020), en su análisis estático no lineal-PUSHOVER las fuerzas cortantes máximas que logran soportar son 157.471ton y 147.415 ton en la dirección “X” y “Y” respectivamente. Por consiguiente, el bloque C reforzado con disipadores SLB incrementa la capacidad de soporte de fuerza cortante.

### 5.1.5 Control de aceleraciones

#### 5.1.5.1 Control de aceleraciones de las estructuras.

A continuación, de la tabla 122 hasta la tabla 132, se muestra las aceleraciones máximas de los 11 registros sísmicos en las direcciones “X” y “Y” de los bloques A, B y C.

*Tabla 122. Aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A, Sismo Ancash*

PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)
Piso 6	Ancash	2.00	2.38	-	-	-	-
Piso 5	Ancash	1.71	1.63	1.50	1.44	0.87	0.83
Piso 4	Ancash	0.93	0.85	1.11	1.15	0.70	0.71
Piso 3	Ancash	0.90	0.79	0.95	1.04	0.57	0.68
Piso 2	Ancash	0.74	0.76	0.77	0.77	0.59	0.54
Piso 1	Ancash	0.75	0.78	0.68	0.74	0.60	0.58

*Tabla 123. Aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A, Sismo Andahuaylillas*

PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)
Piso 6	Andahuaylillas	1.86	2.76	-	-	-	-
Piso 5	Andahuaylillas	1.61	1.51	1.49	1.39	0.97	0.75
Piso 4	Andahuaylillas	1.03	0.82	1.27	1.02	0.78	0.59
Piso 3	Andahuaylillas	0.82	0.63	1.04	0.89	0.69	0.43
Piso 2	Andahuaylillas	0.87	0.64	0.87	0.70	0.70	0.50
Piso 1	Andahuaylillas	0.90	0.58	0.80	0.51	0.70	0.48

*Tabla 124. Aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A, Sismo Ático*

PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)
Piso 6	Atico	1.85	2.65	-	-	-	-
Piso 5	Atico	1.62	1.75	1.45	1.51	0.84	0.85
Piso 4	Atico	1.05	1.03	1.10	1.18	0.60	0.64
Piso 3	Atico	0.91	0.79	0.86	1.14	0.53	0.66
Piso 2	Atico	0.88	0.72	0.68	1.01	0.48	0.74
Piso 1	Atico	0.65	0.71	0.72	0.73	0.49	0.64

*Tabla 125. Aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A, Sismo Chusmiza*

PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)
Piso 6	Chusmiza	1.90	2.25	-	-	-	-
Piso 5	Chusmiza	1.52	1.49	1.94	1.45	0.98	0.91

Piso 4	Chusmiza	1.03	1.05	1.42	1.04	0.73	0.72
Piso 3	Chusmiza	0.94	0.92	1.20	0.84	0.70	0.55
Piso 2	Chusmiza	0.98	0.88	0.86	0.73	0.58	0.61
Piso 1	Chusmiza	0.75	0.72	0.74	0.73	0.62	0.60

*Tabla 126. Aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A, Sismo Curico*

PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)
Piso 6	Curico	2.46	2.17	-	-	-	-
Piso 5	Curico	1.98	1.46	1.23	1.29	0.86	0.74
Piso 4	Curico	0.93	0.90	1.04	1.09	0.74	0.55
Piso 3	Curico	0.84	0.87	0.91	0.93	0.59	0.55
Piso 2	Curico	0.91	0.73	0.75	0.74	0.50	0.56
Piso 1	Curico	0.64	0.61	0.59	0.67	0.55	0.54

*Tabla 127. Aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A, Sismo El centro*

PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)
Piso 6	El Centro	1.86	2.35	-	-	-	-
Piso 5	El Centro	1.69	1.53	1.30	1.35	1.16	1.11
Piso 4	El Centro	1.11	0.91	1.11	1.01	0.93	0.87
Piso 3	El Centro	0.85	0.80	0.92	0.88	0.70	0.76
Piso 2	El Centro	0.85	0.72	0.80	0.77	0.73	0.69
Piso 1	El Centro	0.66	0.62	0.69	0.66	0.64	0.62

*Tabla 128. Aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A, Sismo Kobe*

PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)
Piso 6	Kobe	2.08	2.24	-	-	-	-
Piso 5	Kobe	1.68	1.47	1.24	1.33	1.00	0.81
Piso 4	Kobe	1.04	0.82	0.97	0.98	0.81	0.69
Piso 3	Kobe	0.86	0.76	0.85	0.83	0.57	0.64
Piso 2	Kobe	0.84	0.73	0.73	0.69	0.50	0.64
Piso 1	Kobe	0.77	0.65	0.75	0.68	0.62	0.56

*Tabla 129. Aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A, Sismo Lima*

PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)
Piso 6	Lima	2.053	2.178	-	-	-	-
Piso 5	Lima	1.609	1.514	1.54	1.33	1.20	0.71

Piso 4	Lima	1.116	0.870	1.21	1.17	0.88	0.64
Piso 3	Lima	1.006	0.832	0.94	1.05	0.69	0.57
Piso 2	Lima	0.785	0.700	0.93	0.85	0.75	0.55
Piso 1	Lima	5.93	6.51	0.89	0.74	0.63	0.57

*Tabla 130. Aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A, Sismo Maule*

PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)
Piso 6	Maule	2.10	2.10	-	-	-	-
Piso 5	Maule	1.76	1.44	1.44	1.40	1.02	0.75
Piso 4	Maule	1.10	0.81	1.24	1.05	0.78	0.57
Piso 3	Maule	0.98	0.68	1.01	0.90	0.66	0.56
Piso 2	Maule	0.87	0.63	0.83	0.85	0.68	0.54
Piso 1	Maule	0.79	0.59	0.73	0.66	0.65	0.54

*Tabla 131. Aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A, Sismo Northidge*

PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)
Piso 6	Northidge	1.98	2.32	-	-	-	-
Piso 5	Northidge	1.52	1.44	1.18	1.23	0.85	0.99
Piso 4	Northidge	1.05	1.06	1.02	1.05	0.75	0.72
Piso 3	Northidge	1.02	0.85	0.86	0.95	0.65	0.63
Piso 2	Northidge	0.84	0.74	0.77	0.86	0.55	0.62
Piso 1	Northidge	0.60	0.73	0.71	0.74	0.56	0.62

*Tabla 132. Aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A, Sismo Pisco*

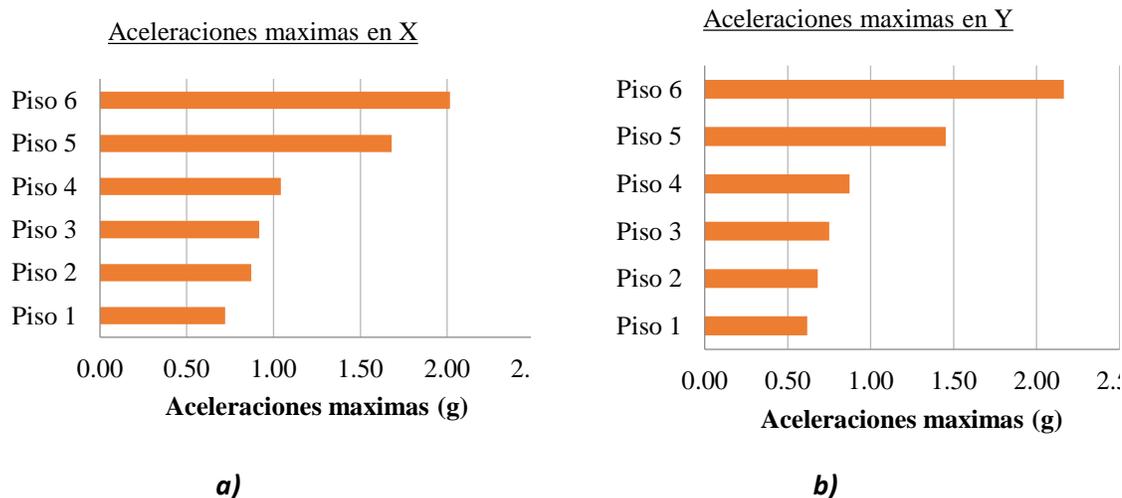
PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)
Piso 6	Pisco	2.06	2.32	-	-	-	-
Piso 5	Pisco	1.79	1.40	1.40	1.39	0.92	0.69
Piso 4	Pisco	1.08	0.88	1.19	1.10	0.80	0.58
Piso 3	Pisco	0.97	0.70	0.96	0.85	0.64	0.51
Piso 2	Pisco	1.03	0.68	0.74	0.66	0.61	0.51
Piso 1	Pisco	0.71	0.56	0.61	0.59	0.53	0.42

### 5.1.5.2 Resultado promedio de aceleración máxima de las estructuras.

La tabla 133 muestra la aceleración máxima promedio de los 11 registros sísmicos en las direcciones “X” y “Y” de los bloques A, B y C.

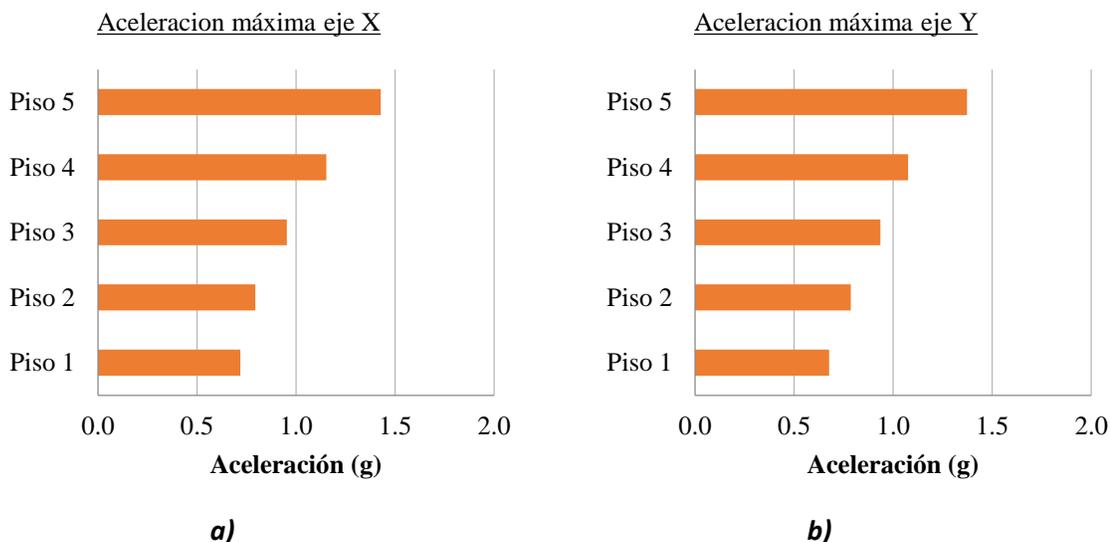
*Tabla 133. Promedio de aceleraciones máximas de entrepiso del bloque A*

PISOS	SISMO	Bloque A		Bloque B		Bloque C	
		Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)	Max UX (g)	Max UY (g)
Piso 6	Promedio	2.017	2.164	-	-	-	-
Piso 5	Promedio	1.681	1.452	1.43	1.37	0.97	0.83
Piso 4	Promedio	1.042	0.873	1.15	1.08	0.77	0.66
Piso 3	Promedio	0.918	0.750	0.95	0.94	0.63	0.59
Piso 2	Promedio	0.872	0.682	0.79	0.79	0.61	0.59
Piso 1	Promedio	0.720	0.618	0.72	0.68	0.60	0.56



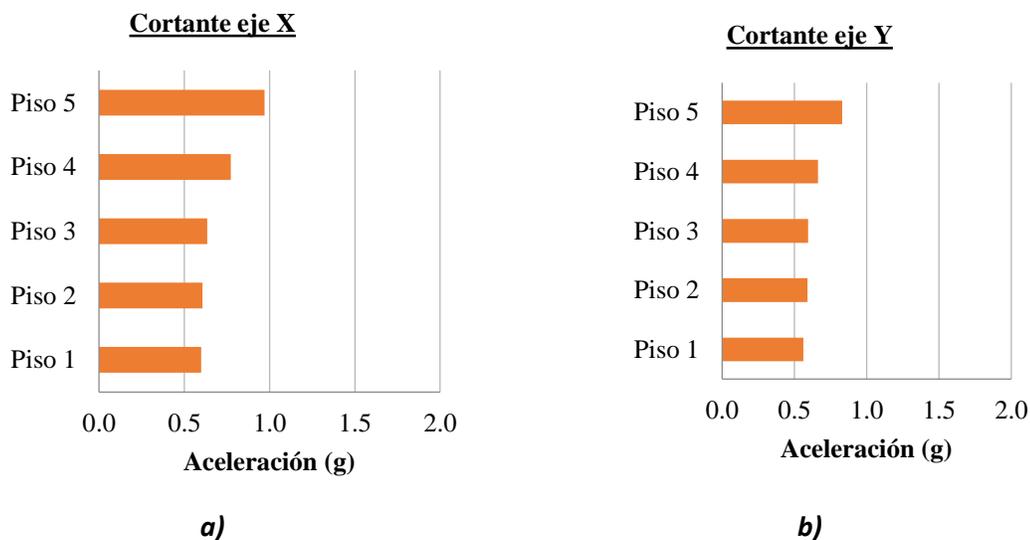
*Figura 141. Aceleración máxima de la estructura con disipadores SLB del bloque A (a) dirección X, (b) dirección Y.*

En la figura 142 se muestra la aceleración máxima de la estructura del bloque A utilizando disipadores SLB. En la dirección X (ver figura 142.a), la aceleración máxima es 2.017 m/s<sup>2</sup>. En la dirección “Y” (ver figura 142.b) es 2.164 m/s<sup>2</sup>.



**Figura 142.** Aceleración máxima de la estructura con disipadores SLB del bloque B (a) dirección X, (b) dirección Y.

En la figura 143 se muestra la aceleración máxima de la estructura del bloque B utilizando disipadores SLB. En la dirección X (ver figura 143.a), la aceleración máxima es  $1.43\text{m/s}^2$ . En la dirección “Y” (ver figura 143.b) es  $1.37\text{m/s}^2$ .



**Figura 143.** Distribución de cortante sísmico en altura de la estructura con disipadores SLB del bloque C (a) dirección X, (b) dirección Y.

En la figura 144 se muestra la aceleración máxima de la estructura del bloque C utilizando disipadores SLB. En la dirección X (ver figura 144.a), la aceleración máxima es  $0.97\text{m/s}^2$ . En la dirección “Y” (ver figura 144.b) es  $0.83\text{m/s}^2$ .

### 5.1.6 Fuerza cortante en Disipadores SLB

Luego se verifica la fuerza cortante de disipadores SLB en los bloques objeto de evaluación, de la tabla 134 hasta la tabla 139 muestran las fuerzas cortantes de los disipadores SLB de los 11 registros sísmicos en las direcciones “X” y “Y” de los bloques A, B y C.

**Tabla 134. Fuerzas cortantes en el dispositivo sismo el centro, dirección X del bloque A**

PISOS	DISIPADOR	SISMO	V2	V3
			kN	kN
Piso 5	K21	EL CENTRO X-X	163.31	0.24
Piso 5	K35	EL CENTRO X-X	208.72	0.11
Piso 4	K4	EL CENTRO X-X	187.05	16.96
Piso 4	K5	EL CENTRO X-X	191.42	16.35
Piso 4	K12	EL CENTRO X-X	146.22	9.91
Piso 4	K13	EL CENTRO X-X	148.44	7.95
Piso 4	K18	EL CENTRO X-X	509.78	0.03
Piso 4	K27	EL CENTRO X-X	511.45	0.02
Piso 4	K28	EL CENTRO X-X	503.70	0.01
Piso 4	K36	EL CENTRO X-X	527.68	0.04
Piso 3	K6	EL CENTRO X-X	317.38	24.38
Piso 3	K7	EL CENTRO X-X	322.67	24.16
Piso 3	K14	EL CENTRO X-X	346.26	16.02
Piso 3	K15	EL CENTRO X-X	344.10	9.25
Piso 3	K19	EL CENTRO X-X	1040.55	0.06
Piso 3	K29	EL CENTRO X-X	1036.01	0.02
Piso 3	K30	EL CENTRO X-X	1025.46	0.03
Piso 3	K37	EL CENTRO X-X	1077.17	0.05
Piso 2	K2	EL CENTRO X-X	435.85	30.22
Piso 2	K3	EL CENTRO X-X	444.71	29.20
Piso 2	K16	EL CENTRO X-X	543.65	5.85
Piso 2	K17	EL CENTRO X-X	543.76	6.03
Piso 2	K20	EL CENTRO X-X	1376.46	0.06
Piso 2	K24	EL CENTRO X-X	1385.94	0.03
Piso 2	K26	EL CENTRO X-X	1378.99	0.03
Piso 2	K38	EL CENTRO X-X	1428.96	0.04
Piso 1	K1	EL CENTRO X-X	1427.43	0.06
Piso 1	K8	EL CENTRO X-X	459.54	67.84
Piso 1	K9	EL CENTRO X-X	458.51	68.15
Piso 1	K10	EL CENTRO X-X	689.54	67.84
Piso 1	K11	EL CENTRO X-X	688.95	68.15
Piso 1	K31	EL CENTRO X-X	1426.25	0.02
Piso 1	K32	EL CENTRO X-X	1426.61	0.05
Piso 1	K33	EL CENTRO X-X	1456.72	0.03

**Tabla 135. Fuerzas cortantes en el dispositivo sismo Kobe, dirección Y del bloque A**

PISOS	DISIPADOR	SISMO	V2	V3
			kN	kN
Piso 5	K21	KOBE Y-Y	197.84	0.11
Piso 5	K35	KOBE Y-Y	106.46	0.21
Piso 4	K4	KOBE Y-Y	427.28	2.49

Piso 4	K5	KOBE Y-Y	427.46	2.01
Piso 4	K12	KOBE Y-Y	411.03	0.99
Piso 4	K13	KOBE Y-Y	411.07	0.85
Piso 4	K18	KOBE Y-Y	65.75	0.16
Piso 4	K27	KOBE Y-Y	62.57	0.09
Piso 4	K28	KOBE Y-Y	29.07	0.11
Piso 4	K36	KOBE Y-Y	102.09	0.09
Piso 3	K6	KOBE Y-Y	768.24	2.72
Piso 3	K7	KOBE Y-Y	768.57	2.60
Piso 3	K14	KOBE Y-Y	761.77	1.69
Piso 3	K15	KOBE Y-Y	761.75	1.05
Piso 3	K19	KOBE Y-Y	88.62	0.25
Piso 3	K29	KOBE Y-Y	103.76	0.15
Piso 3	K30	KOBE Y-Y	69.44	0.17
Piso 3	K37	KOBE Y-Y	127.06	0.16
Piso 2	K2	KOBE Y-Y	1116.98	2.79
Piso 2	K3	KOBE Y-Y	1117.44	2.86
Piso 2	K16	KOBE Y-Y	1134.96	1.16
Piso 2	K17	KOBE Y-Y	1135.33	1.25
Piso 2	K20	KOBE Y-Y	91.46	0.21
Piso 2	K24	KOBE Y-Y	136.08	0.17
Piso 2	K26	KOBE Y-Y	113.01	0.19
Piso 2	K38	KOBE Y-Y	142.74	0.18
Piso 1	K1	KOBE Y-Y	112.62	1.39
Piso 1	K8	KOBE Y-Y	1150.15	1.91
Piso 1	K9	KOBE Y-Y	1150.07	2.78
Piso 1	K10	KOBE Y-Y	1176.83	1.91
Piso 1	K11	KOBE Y-Y	1176.76	2.78
Piso 1	K31	KOBE Y-Y	139.11	1.32
Piso 1	K32	KOBE Y-Y	137.30	1.38
Piso 1	K33	KOBE Y-Y	138.60	1.31

La tabla 134 y 135 muestra las cortantes máximas de los dispositivos en el bloque A en la dirección “X” y “Y” producidos por el sismo de El centro y Kobe respectivamente.

**Tabla 136. Fuerzas cortantes en el dispositivo sismo chuzmiza, dirección X del bloque B**

PISOS	DISIPADOR	SISMO	V2	V3
			kN	kN
pisos 5	K3	CHUSMIZA (X-X)	40.04	0.39
pisos 5	K16	CHUSMIZA (X-X)	43.01	1.25
pisos 5	K21	CHUSMIZA (X-X)	41.48	1.09
pisos 4	K9	CHUSMIZA (X-X)	96.61	1.94
pisos 4	K17	CHUSMIZA (X-X)	106.62	2.25
pisos 4	K22	CHUSMIZA (X-X)	99.34	3.19
pisos 3	K10	CHUSMIZA (X-X)	250.25	6.83
pisos 3	K18	CHUSMIZA (X-X)	280.21	7.22
pisos 3	K23	CHUSMIZA (X-X)	162.69	4.62
pisos 2	K14	CHUSMIZA (X-X)	259.91	12.16
pisos 2	K19	CHUSMIZA (X-X)	284.43	13.81
pisos 2	K24	CHUSMIZA (X-X)	264.23	10.52

piso 1	K2	CHUSMIZA (X-X)	153.60	12.72
piso 1	K15	CHUSMIZA (X-X)	161.66	12.38
piso 1	K20	CHUSMIZA (X-X)	158.45	9.12

**Tabla 137. Fuerzas cortantes en el dispositivo sismo Curico, dirección Y del bloque B**

PISOS	DISIPADOR	SISMO	V2	V3
			kN	kN
piso 5	K3	CURICO (Y-Y)	42.60	0.64
piso 5	K16	CURICO (Y-Y)	43.24	1.51
piso 5	K21	CURICO (Y-Y)	42.78	1.20
piso 4	K9	CURICO (Y-Y)	109.89	1.51
piso 4	K17	CURICO (Y-Y)	107.34	2.44
piso 4	K22	CURICO (Y-Y)	107.30	4.15
piso 3	K10	CURICO (Y-Y)	313.68	5.90
piso 3	K18	CURICO (Y-Y)	289.46	7.31
piso 3	K23	CURICO (Y-Y)	182.40	7.06
piso 2	K14	CURICO (Y-Y)	346.17	8.27
piso 2	K19	CURICO (Y-Y)	311.16	10.81
piso 2	K24	CURICO (Y-Y)	311.76	20.68
piso 1	K2	CURICO (Y-Y)	199.29	9.99
piso 1	K15	CURICO (Y-Y)	178.24	9.81
piso 1	K20	CURICO (Y-Y)	183.20	19.45

La tabla 136 y 137 muestra las cortantes máximas de los dispositivos en el bloque B en la dirección “X” y “Y” producidos por el sismo de Chusmiza y Curico respectivamente.

**Tabla 138. Fuerzas cortantes en el dispositivo sismo el centro, dirección X del bloque C**

PISOS	DISIPADOR	SISMO	V2	V3
			kN	kN
piso 5	K5	EL CENTRO (X-X)	46.37	1.09
piso 5	K10	EL CENTRO (X-X)	45.41	0.99
piso 5	K14	EL CENTRO (X-X)	11.95	2.53
piso 5	K19	EL CENTRO (X-X)	-0.09	2.48
piso 4	K6	EL CENTRO (X-X)	251.66	2.43
piso 4	K11	EL CENTRO (X-X)	248.04	2.30
piso 4	K15	EL CENTRO (X-X)	33.66	10.37
piso 4	K20	EL CENTRO (X-X)	-1.55	10.35
piso 3	K7	EL CENTRO (X-X)	536.59	3.83
piso 3	K12	EL CENTRO (X-X)	530.54	3.66
piso 3	K16	EL CENTRO (X-X)	44.49	23.19

piso 3	K21	EL CENTRO (X-X)	10.13	23.17
piso 2	K3	EL CENTRO (X-X)	791.74	4.42
piso 2	K8	EL CENTRO (X-X)	785.06	4.31
piso 2	K13	EL CENTRO (X-X)	7.78	20.14
piso 2	K17	EL CENTRO (X-X)	8.38	21.84
piso 2	K23	EL CENTRO (X-X)	30.95	21.21
piso 2	K24	EL CENTRO (X-X)	31.50	20.58
piso 1	K1	EL CENTRO (X-X)	17.51	63.71
piso 1	K2	EL CENTRO (X-X)	17.11	63.92
piso 1	K4	EL CENTRO (X-X)	753.45	0.18
piso 1	K9	EL CENTRO (X-X)	751.01	0.17
piso 1	K18	EL CENTRO (X-X)	33.39	63.71
piso 1	K22	EL CENTRO (X-X)	32.99	63.92

*Tabla 139. Fuerzas cortantes en el dispositivo sismo Kobe, dirección Y del bloque C*

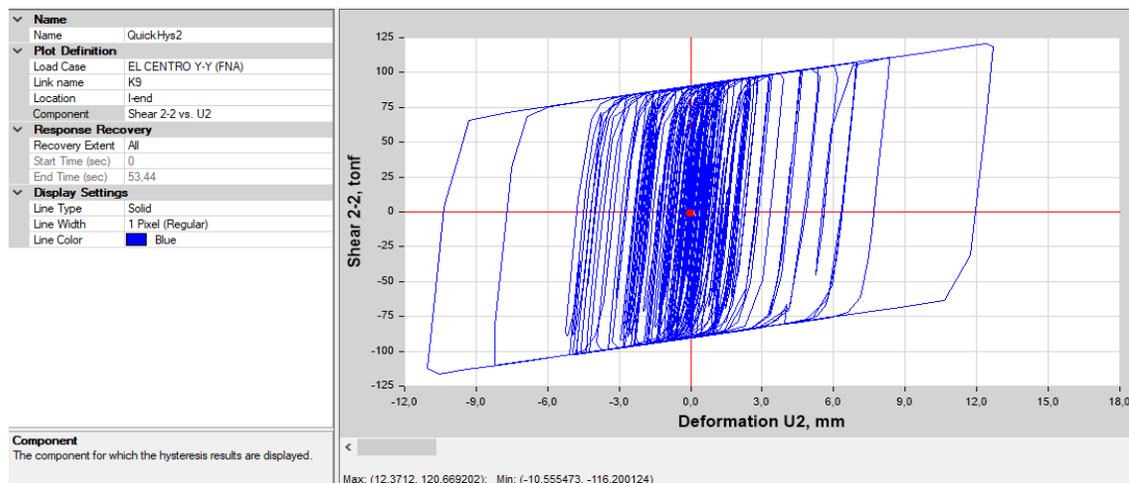
PISOS	DISIPADOR	SISMO	V2	V3
			kN	kN
piso 5	K5	KOBE (Y-Y)	10.81	3.61
piso 5	K10	KOBE (Y-Y)	1.49	3.55
piso 5	K14	KOBE (Y-Y)	47.31	1.14
piso 5	K19	KOBE (Y-Y)	46.57	1.07
piso 4	K6	KOBE (Y-Y)	28.61	14.51
piso 4	K11	KOBE (Y-Y)	-2.24	14.45
piso 4	K15	KOBE (Y-Y)	259.53	2.75
piso 4	K20	KOBE (Y-Y)	258.09	2.70
piso 3	K7	KOBE (Y-Y)	41.84	32.60
piso 3	K12	KOBE (Y-Y)	38.04	32.54
piso 3	K16	KOBE (Y-Y)	565.33	3.91
piso 3	K21	KOBE (Y-Y)	563.37	3.85
piso 2	K3	KOBE (Y-Y)	42.09	26.22
piso 2	K8	KOBE (Y-Y)	2.75	26.16
piso 2	K13	KOBE (Y-Y)	616.06	1.53
piso 2	K17	KOBE (Y-Y)	616.06	2.90
piso 2	K23	KOBE (Y-Y)	617.71	2.60
piso 2	K24	KOBE (Y-Y)	617.73	1.72
piso 1	K1	KOBE (Y-Y)	596.36	0.01
piso 1	K2	KOBE (Y-Y)	596.35	0.17
piso 1	K4	KOBE (Y-Y)	36.05	47.90
piso 1	K9	KOBE (Y-Y)	-1.15	47.89
piso 1	K18	KOBE (Y-Y)	597.32	0.01
piso 1	K22	KOBE (Y-Y)	597.32	0.17

La tabla 138 y 139 muestran las cortantes máximas de los dispositivos en el bloque C en la dirección “X” y “Y” producidos por el sismo de El centro y Kobe respectivamente.

### 5.1.7 Histéresis del dispositivo SLB

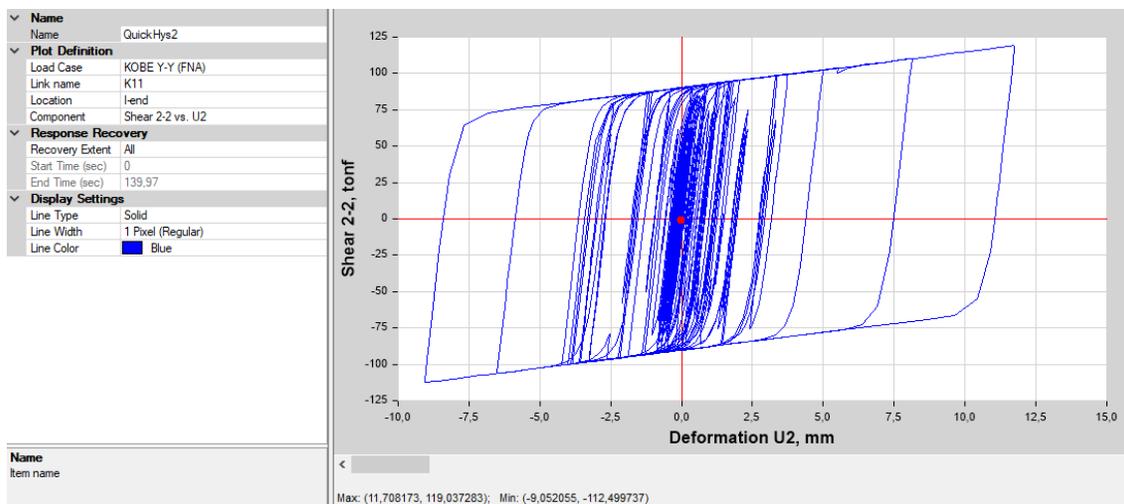
#### 5.1.7.1 Histéresis de disipadores SLB en las edificaciones.

A continuación, se presentan las curvas histeréticas de los disipadores de energía Shear Link Bozzo (SLB), donde se observa la relación entre la fuerza cortante y el desplazamiento máximo en la dirección de la carga sísmica aplicada. A través de estas curvas, también se evidencia la capacidad de disipación de energía de los disipadores SLB, lo que refleja su contribución a la reducción de las demandas sísmicas en la estructura y su efectividad en la mejora del desempeño estructural.



**Figura 144. Diagrama histerético del disipador 2xSLB3 40\_3, Primer Nivel, Sismo El centro 1940,  $D_{max}$ : 12.28mm,  $F_{max}$ :120.46 KN**  
**Fuente: Etab v19.1.0**

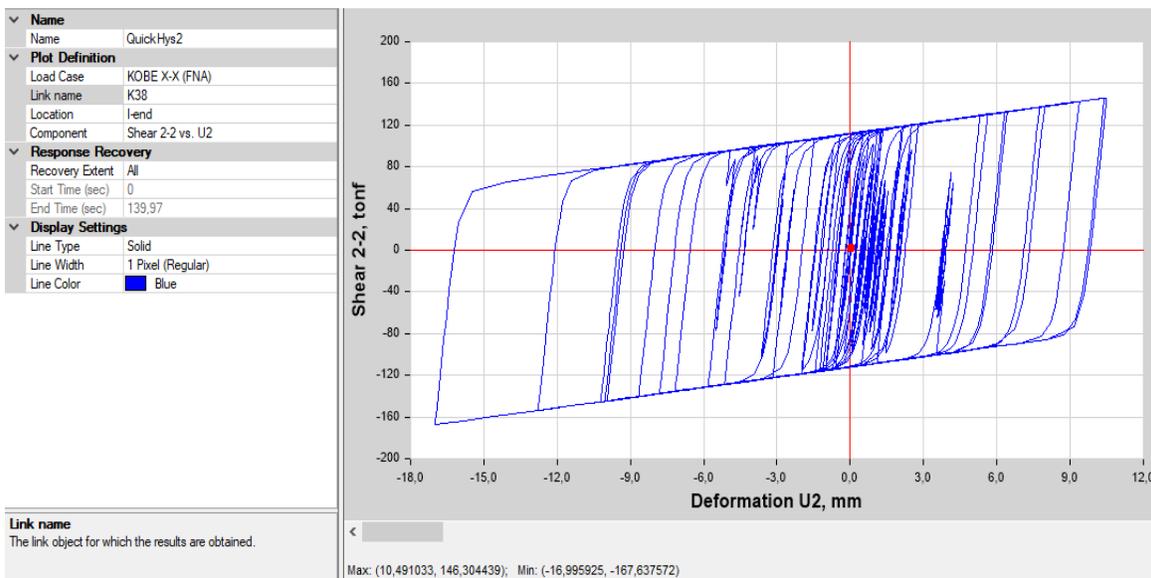
La figura 145 representa al diagrama histerético que corresponde al disipador 2xSLB3 40\_3 ubicado en el primer nivel del bloque A, este disipador es el más cargado para el sismo El centro 1940 en la dirección EW.



**Figura 145. Diagrama histerético del dissipador 2xSLB3 30\_3, Segundo Nivel del bloque A, Sismo Kobe, Dmax: 12.13 mm, Fmax:119.99 KN**

*Fuente: Etab v19.1.0*

La figura 146 representa al diagrama histerético que corresponde al dissipador 2xSLB3 30\_3 ubicado en el segundo nivel del bloque A, este dissipador es el más cargado para el sismo Kobe 1995 en la dirección NS.



**Figura 146. Diagrama histerético del dissipador SLB3 50-4, Tercer Nivel del bloque A, Sismo Kobe, Dmax: 16.97mm, Fmax:167.56 KN**

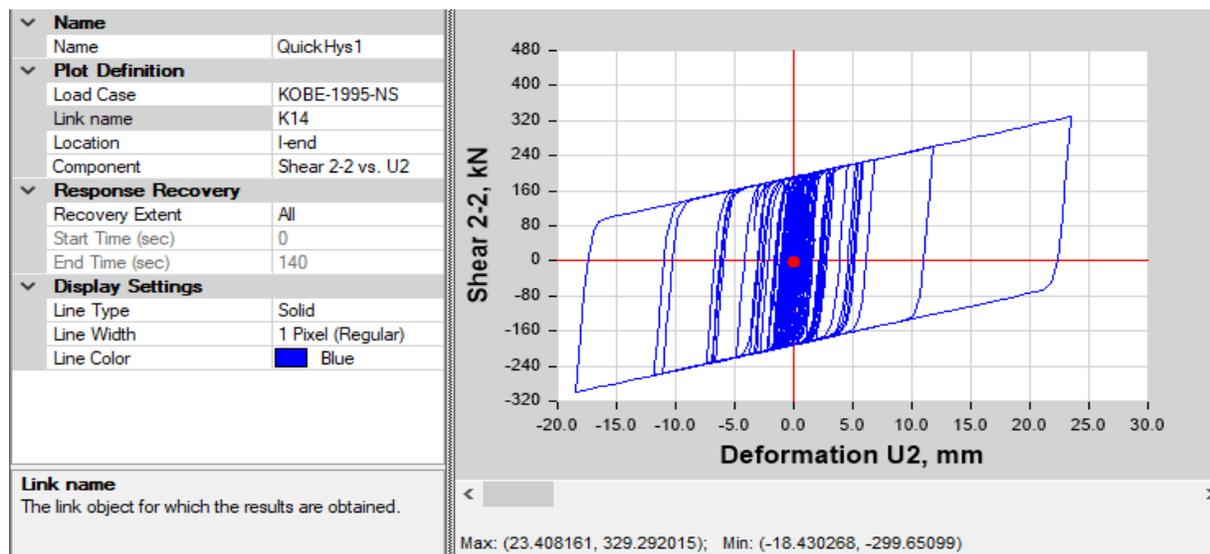
*Fuente: Etab v19.1.0*

La figura 147 representa al diagrama histerético que corresponde al dissipador SLB3 50\_4 ubicado en el tercer nivel del bloque A, este dissipador es el más cargado para el sismo Kobe 1995 en la dirección NS.

Luego del análisis, se muestra un resumen de las deformaciones máximas de los disipadores SLB del bloque A (tabla 140) sometidos a 11 sismos diferentes.

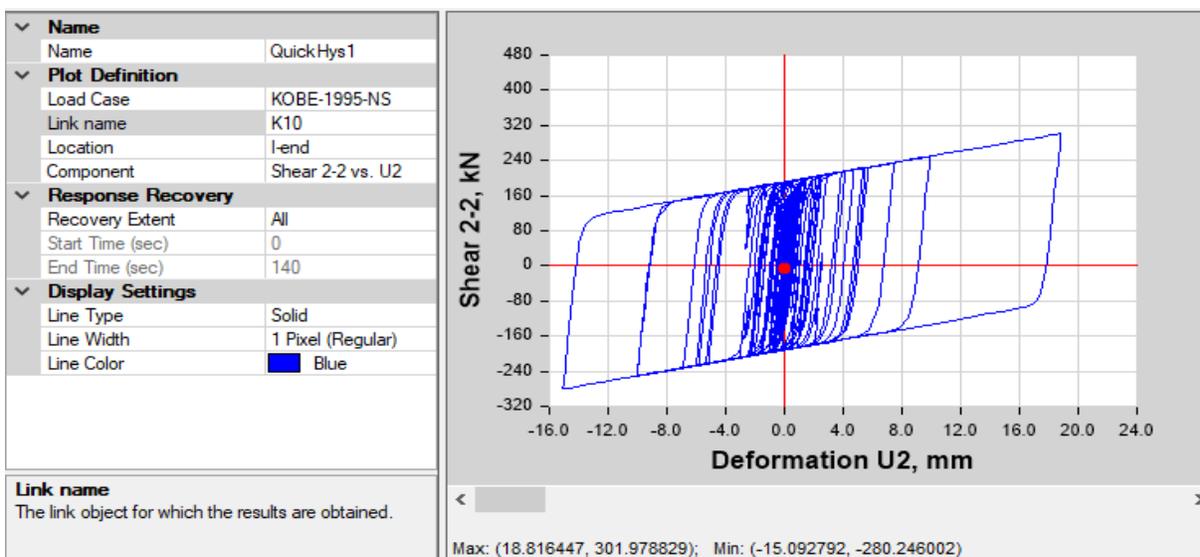
**Tabla 140. Resumen de deformaciones máximas de disipadores SLB del bloque A**

Disipador	SLB2 20_4	SLB3 50_4	SLB3 50_9	SLB3 40_4	SLB3 40_8	2xSLB3 50_8
<b>SISMO</b>	<b>Deformación (mm)</b>					
ANCASH 1970	21.10	24.90	26.65	27.87	27.46	27.10
ANDAHUAYLILLAS 2024	21.15	20.60	23.15	26.20	23.50	24.37
ATICO 2001	21.55	24.70	28.44	28.80	27.82	27.82
CHUSMIZA 2001	21.15	21.99	26.37	30.57	28.54	26.27
CURICO 2004	21.39	22.07	24.14	26.89	28.65	23.96
EL CENTRO 1940	21.22	23.51	28.61	29.29	29.53	26.42
KOBE 1995	20.86	23.72	28.45	25.49	25.79	26.10
LIMA 1966	20.97	27.43	26.22	26.73	28.48	27.50
MAULE 2010	21.57	24.61	27.82	27.55	23.77	24.60
NORTHIDGE 1994	21.16	25.03	27.38	28.43	28.02	25.60
PISCO 2007	21.40	27.09	26.89	25.15	25.92	26.80
<b>Promedio</b>	<b>21.23</b>	<b>24.15</b>	<b>26.74</b>	<b>27.54</b>	<b>27.04</b>	<b>26.05</b>



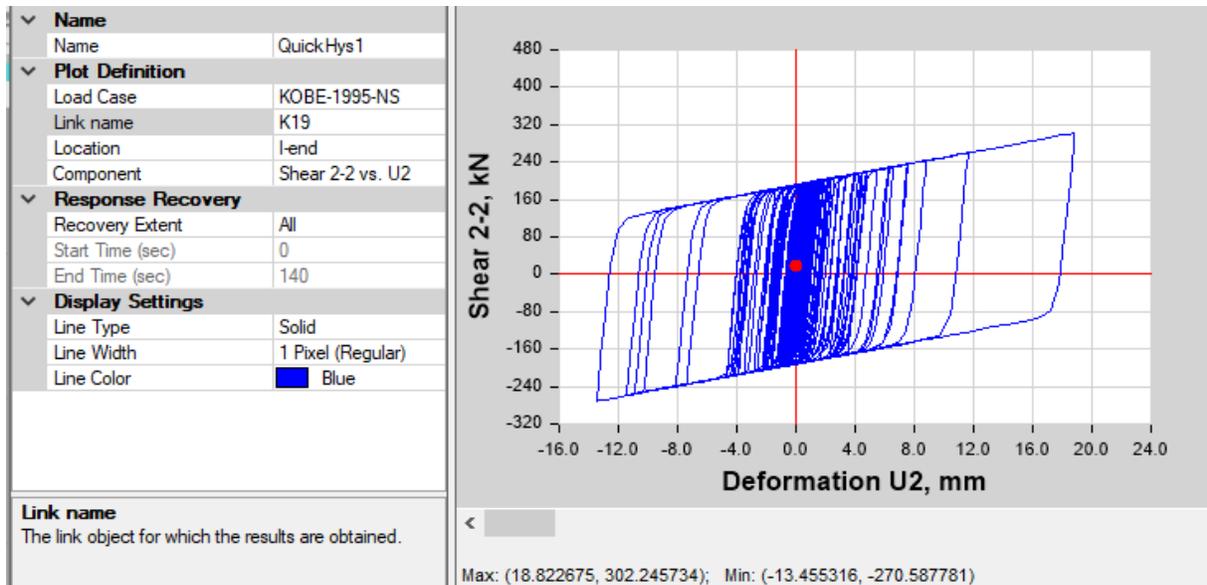
**Figura 147. Diagrama histérico del disipador SLB3 25-2, segundo Nivel del bloque B, Sismo Kobe 1995,  $D_{max}$ : 23.40mm,  $F_{max}$ :329.29 KN**  
Fuente: Etab v19.1.0

La figura 148 representa al diagrama histérico que corresponde al disipador SLB3 25\_2 ubicado en el segundo nivel del bloque B en la dirección NS.



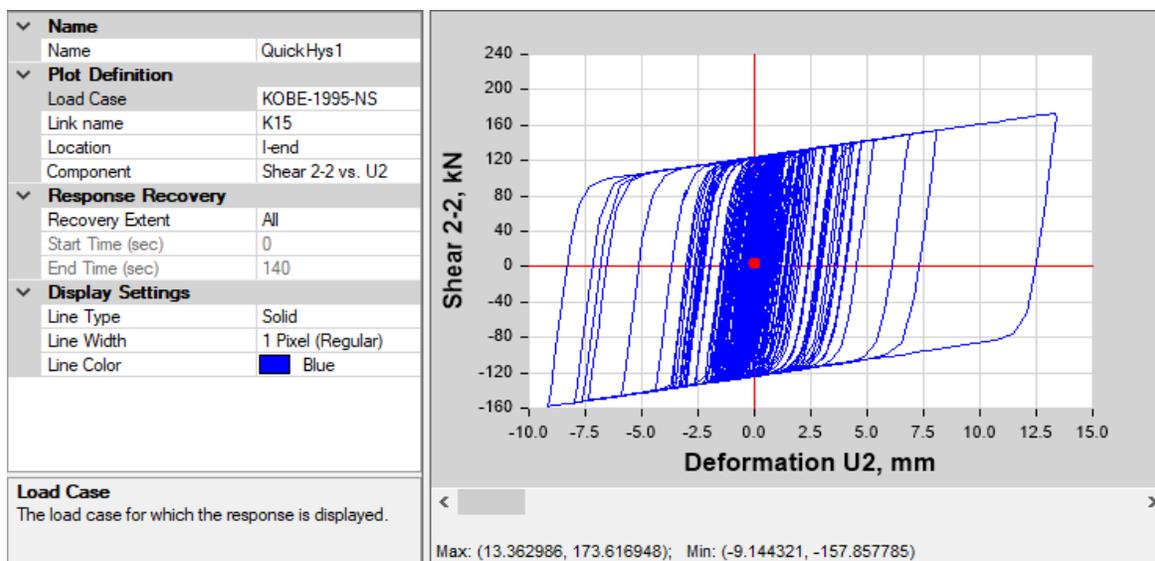
**Figura 148.** Diagrama histerético del disipador SLB2 25-2, Tercer Nivel del bloque B, Sismo Kobe 1995,  $D_{max}$ : 18.81mm,  $F_{max}$ :301.97 KN  
Fuente: Etab v19.1.0

La figura 149 representa al diagrama histerético que corresponde al disipador SLB3 25\_2 ubicado en el tercer nivel del bloque B en la dirección NS.



**Figura 149.** Diagrama histerético del disipador SLB2 25-2, primer Nivel del bloque B, Sismo Kobe 1995,  $D_{max}$ : 18.82mm,  $F_{max}$ :302.25 KN  
Fuente: Etab v19.1.0

La figura 150 representa al diagrama histerético que corresponde al disipador SLB3 25\_2 ubicado en el primer nivel del bloque B en la dirección NS.



**Figura 150. Diagrama histerético del disipador SLB2 15-3, primer nivel del bloque B, Sismo Kobe 1995, Dmax: 13.36mm, Fmax:173.62 KN**

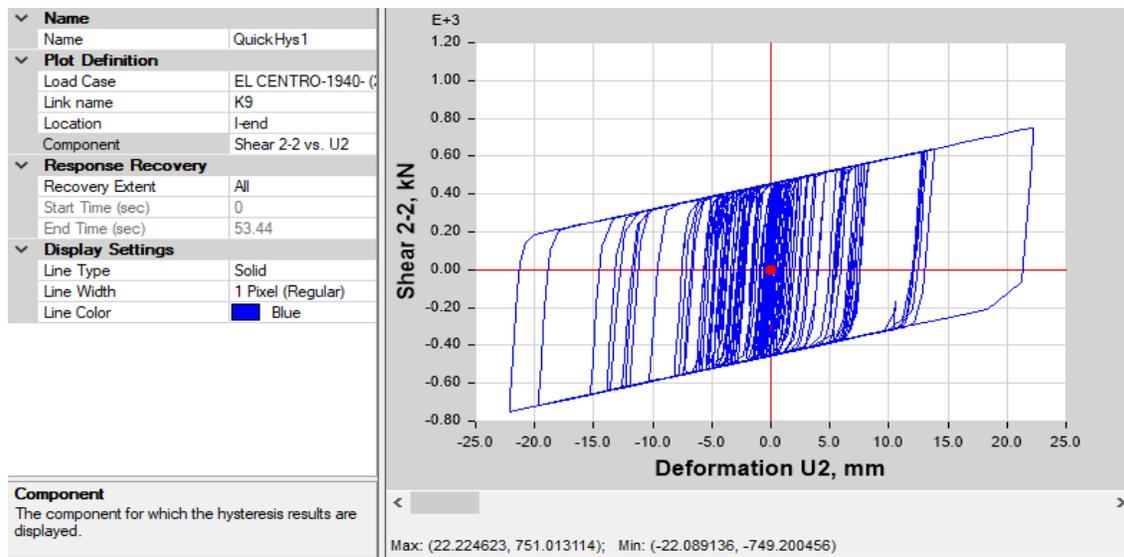
*Fuente: Etab v19.1.0*

La figura 151 representa al diagrama histerético que corresponde al disipador SLB2 15\_3 ubicado en el primer nivel del bloque B en la dirección NS.

Luego del análisis, se muestra un resumen de las deformaciones máximas de los disipadores SLB del bloque B (tabla 141) sometidos a 11 sismos diferentes.

**Tabla 141. Resumen de deformaciones máximas de disipadores SLB del bloque B**

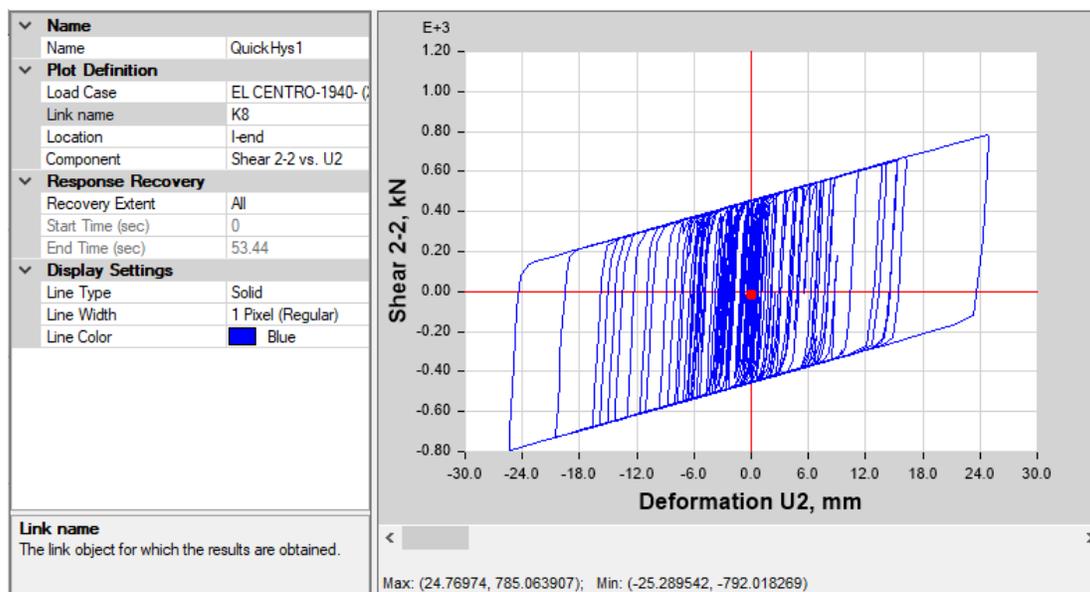
SISMO	Disipador	SLB2 6_2	SLB2 10_3	SLB2 15_3	SLB3 25_2
		Deformación (mm)	Deformación (mm)	Deformación (mm)	Deformación (mm)
ANCASH 1970		4.82	9.09	14.92	12.40
ANDAHUAYLILLAS 2024		5.15	9.17	9.24	12.16
ATICO 2001		4.48	9.96	13.24	14.28
CHUSMIZA 2001		7.01	10.76	13.71	15.99
CURICO 2004		3.93	12.94	20.23	20.33
EL CENTRO 1940		4.81	11.05	14.39	15.61
KOBE 1995		4.30	13.28	17.35	18.82
LIMA 1966		5.84	9.69	12.63	13.56
MAULE 2010		4.76	10.08	13.83	14.36
NORTHIDGE 1994		4.17	11.21	13.04	14.99
PISCO 2007		5.24	10.76	13.16	25.15
<b>Promedio</b>		<b>4.96</b>	<b>10.73</b>	<b>14.16</b>	<b>16.15</b>



**Figura 151. Diagrama histerético del disipador SLB3 40-5, primer Nivel del bloque C, Sismo El centro 1940, Dmax: 22.22mm, Fmax:751.01 KN**

*Fuente: Etab v19.1.0*

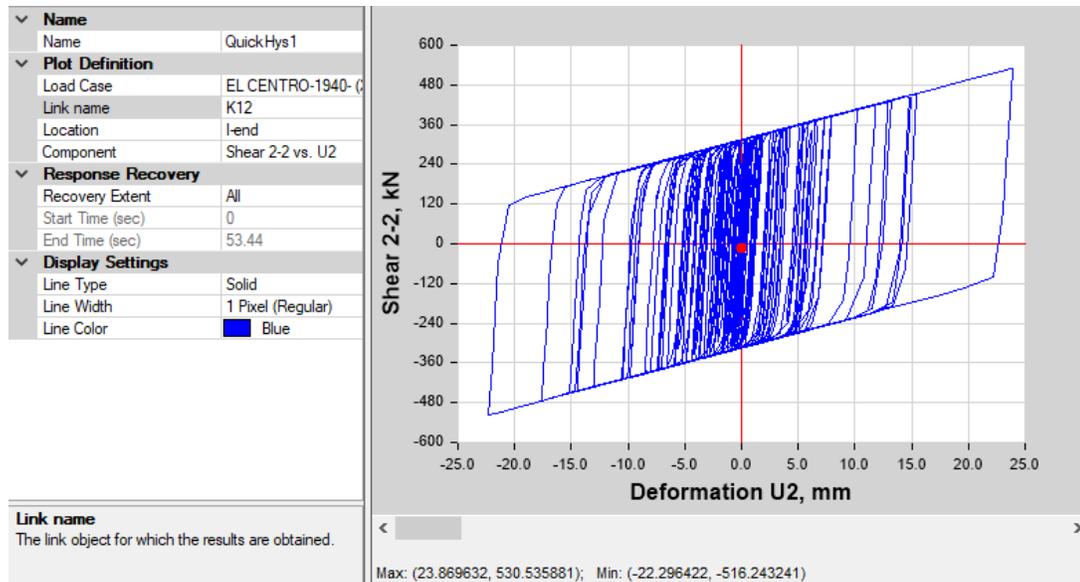
La figura 152 representa al diagrama histerético que corresponde al disipador SLB3 40\_5 ubicado en el primer nivel del bloque C en la dirección EW.



**Figura 152. Diagrama histerético del disipador SLB3 40-5, segundo Nivel del bloque C, Sismo El centro 1940, Dmax: 25.29mm, Fmax:792.01 KN**

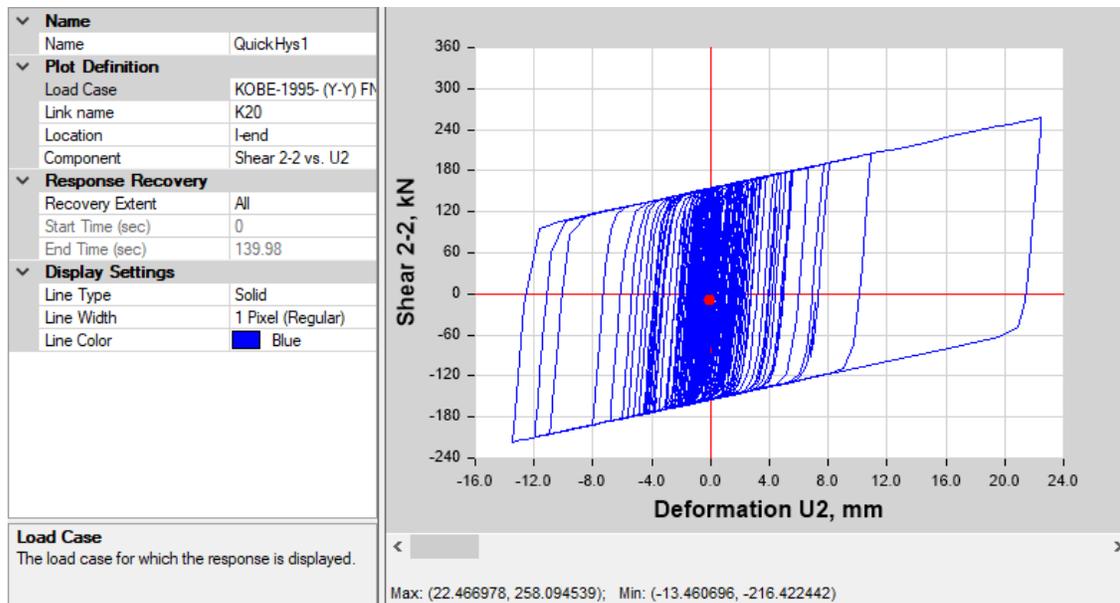
*Fuente: Etab v19.1.0*

La figura 153 representa al diagrama histerético que corresponde al disipador SLB3 40\_5 ubicado en el segundo nivel del bloque C en la dirección EW.



**Figura 153. Diagrama histerético del disipador SLB3 25-5, tercer Nivel del bloque C, Sismo El centro 1940,  $D_{max}$ : 23.86mm,  $F_{max}$ :530.54 KN**  
Fuente: Etab v19.1.0

La figura 154 representa al diagrama histerético que corresponde al disipador SLB3 25\_5 ubicado en el tercer nivel del bloque C en la dirección EW.



**Figura 154. Diagrama histerético del disipador SLB3 25-5, tercer Nivel del bloque C, Sismo El centro 1940,  $D_{max}$ : 22.46mm,  $F_{max}$ :258.09 KN**  
Fuente: Etab v19.1.0

La figura 155 representa al diagrama histerético que corresponde al disipador SLB3 25\_5 ubicado en el tercer nivel del bloque C en la dirección EW.

Luego del análisis, se muestra un resumen de las deformaciones máximas de los disipadores SLB del bloque C (tabla 142) sometidos a 11 sismos diferentes.

*Tabla 142. Resumen de deformaciones máxima de los disipadores SLB del bloque C*

Disipador	SLB2 6_2	SLB2 20_3	SLB3 25_5	SLB3 30_5	SLB3 40_5
SISMO	Deformación (mm)	Deformación (mm)	Deformación (mm)	Deformación (mm)	Deformación (mm)
ANCASH 1970	4.82	9.09	14.92	12.4	19.38
ANDAHUAYLILLAS 2024	5.15	9.17	9.24	12.16	20.32
ATICO 2001	4.48	9.96	13.24	14.28	17.87
CHUSMIZA 2001	7.01	10.76	13.71	15.99	21.46
CURICO 2004	3.93	12.94	20.23	20.33	20.32
EL CENTRO 1940	4.81	11.05	14.39	15.61	25.28
KOBE 1995	4.3	13.28	17.35	18.82	20.99
LIMA 1966	5.84	9.69	12.63	13.56	23.08
MAULE 2010	4.76	10.08	13.83	14.36	22.08
NORTHIDGE 1994	4.17	11.21	13.04	14.99	19.8
PISCO 2007	5.24	10.76	13.16	25.15	20.94
<b>Promedio</b>	<b>4.96</b>	<b>10.73</b>	<b>14.16</b>	<b>16.15</b>	<b>21.05</b>

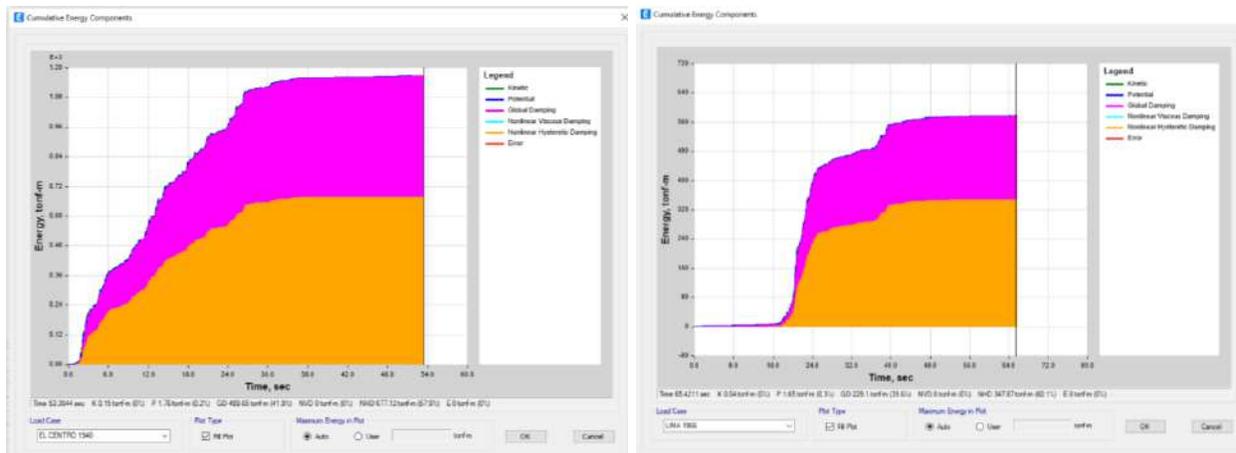
Las figuras 145 al 145, indican que el dispositivo SLB de los bloques A, B y C tienen una buena capacidad de disipación de energía y entran en el rango inelástico bajo cargas cíclicas. Esto es un buen indicador para estructuras diseñadas para resistir sismos, ya que permite absorber energía y reducir las fuerzas transmitidas a otros elementos estructurales.

### **5.1.8 Energía disipada del SLB.**

A continuación, se muestra la respuesta energética de la estructura reforzada con disipadores SLB sometida a los once registros sísmicos. Por lo cual, el porcentaje de energía que reciben los disipadores es notable, evitando que la estructura reciba todo el daño. Así mismo es necesario mencionar que la energía disipada se determina en base al área encerrada bajo la curva de histéresis para cada registro sísmico. Según las figuras que siguen a continuación, la energía histerética disipada por todos los disipadores sísmicos SLB está representada por la línea naranja, y la rosada representa a la energía disipada por amortiguamiento intrínseco e histerético de la estructura.

## A. Bloque A:

El porcentaje de energía que reciben los disipadores varía entre 64.30% a 71.50% para los registros sísmicos en la dirección EW y de 65.30% a 77.60% para registros sísmicos en la dirección NS, así evitando que la estructura del bloque A reciba todo el daño. (Ver Figura 156 al 161).

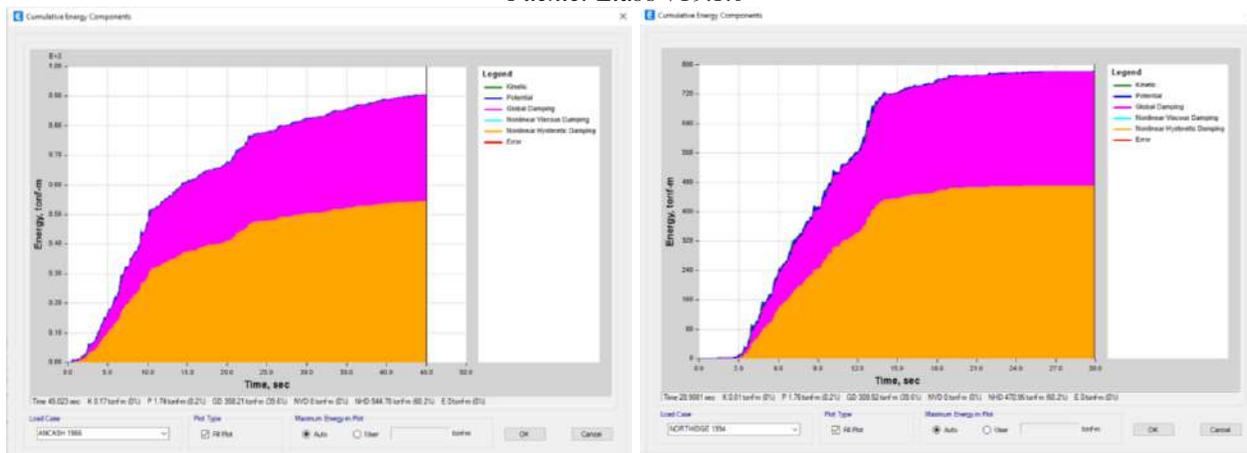


(a)

(b)

**Figura 155.** Respuesta energética del sistema (a) sismo El Centro 1940 y (b) sismo Lima 1966.

Fuente: Etabs V19.1.0

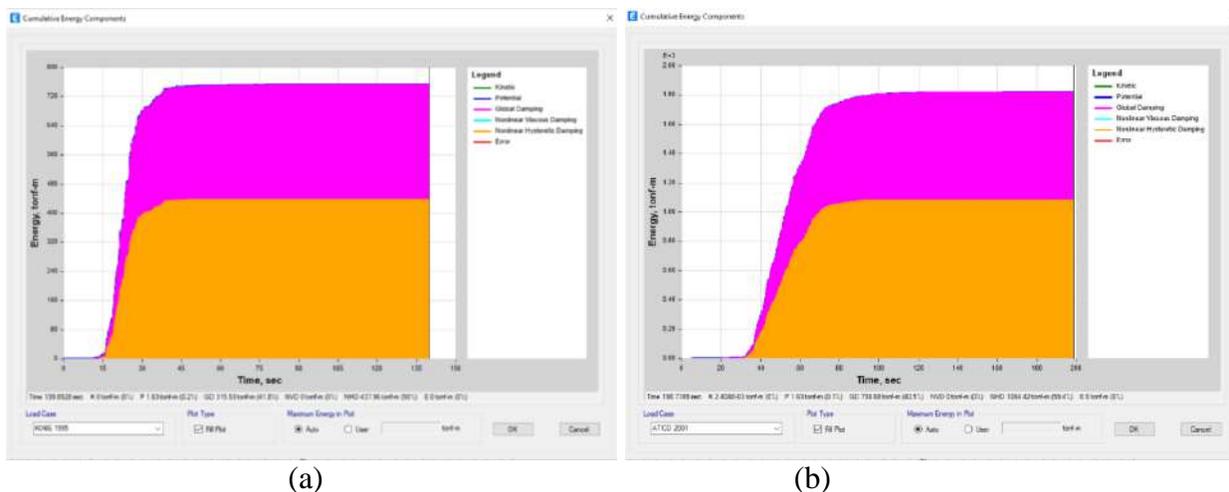


(a)

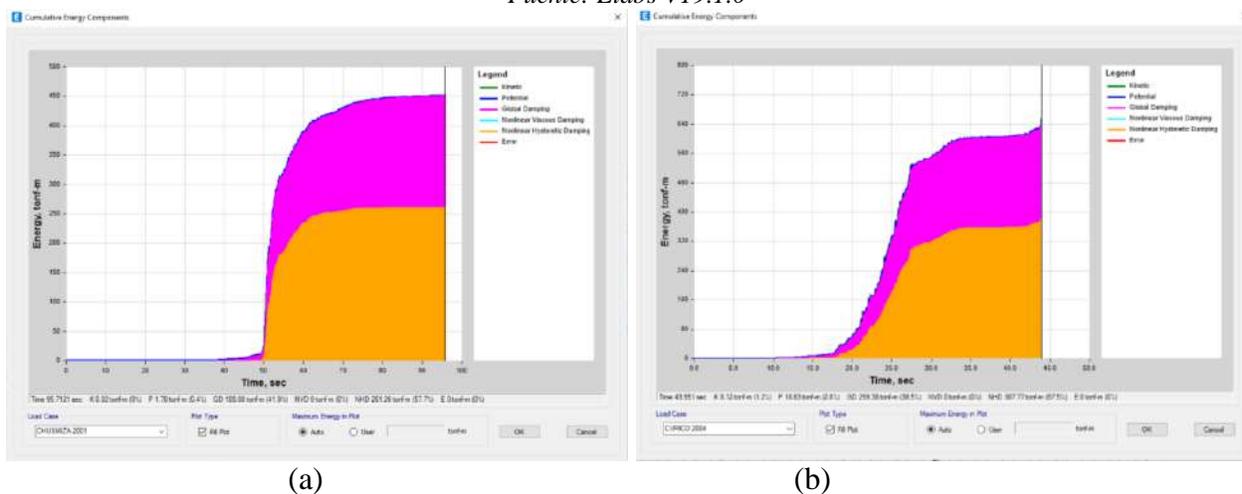
(b)

**Figura 156.** Respuesta energética del sistema (a) sismo Ancash 1966 y (b) sismo Northridge 1994.

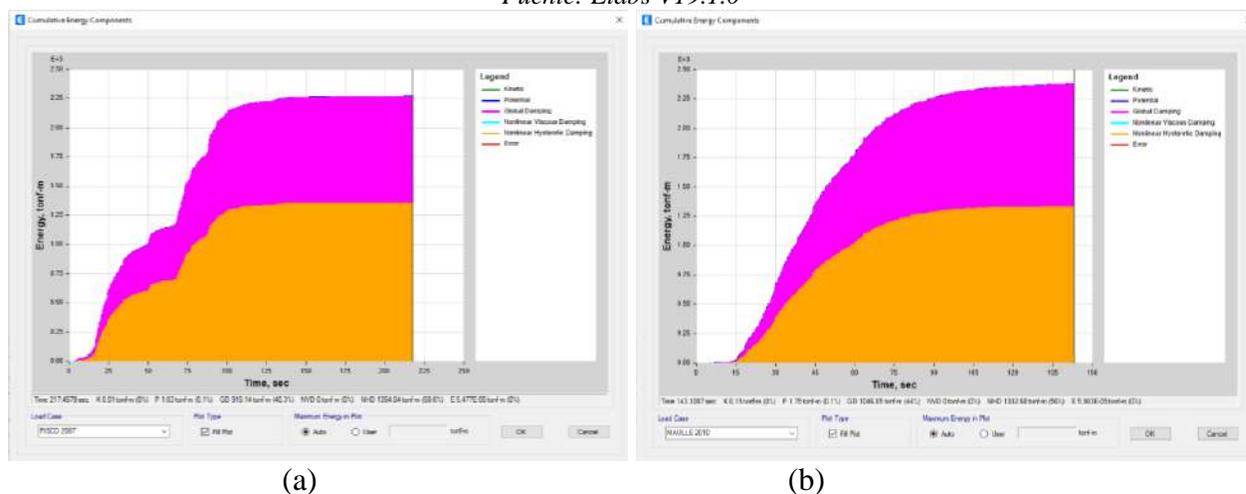
Fuente: Etabs V19.1.0



(a) (b)  
**Figura 157. Respuesta energética del sistema (a) sismo Kobe 1995 y (b) sismo Ático 2001.**  
 Fuente: Etabs V19.1.0



(a) (b)  
**Figura 158. Respuesta energética del sistema (a) sismo Chusmiza 2001 y (b) sismo Curicó 2004.**  
 Fuente: Etabs V19.1.0



(a) (b)  
**Figura 159. Respuesta energética del sistema (a) sismo Pisco 2007 y (b) sismo Maule 2010.**  
 Fuente: Etabs V19.1.0

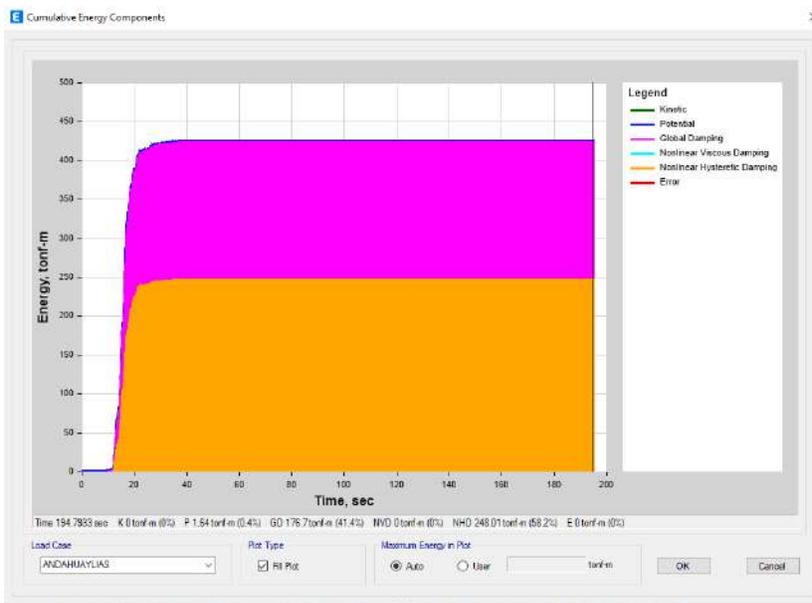
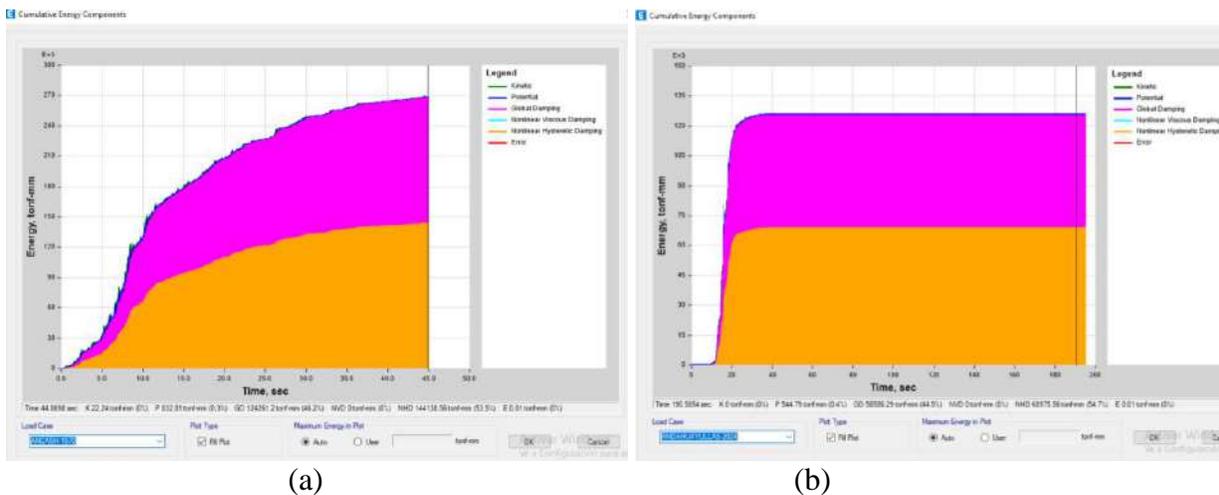


Figura 160. Respuesta energética del sistema, sismo Andahuayllas 2024  
Fuente: Etabs V19.1.0

**B. Bloque B:**

El porcentaje de energía que reciben los disipadores varía entre 51.00% a 57.20% para los registros sísmicos en la dirección EW y de 53.50% a 60.80% para registros sísmicos en la dirección NS, así evitando que la estructura del bloque B reciba todo el daño. (Ver Figura 162 al 167).



(a)

(b)

Figura 161. Respuesta energética del sistema (a)sismo Ancash 1970 y (b)sismo Andahuayllas 2024.  
Fuente: Etabs V19.1.0

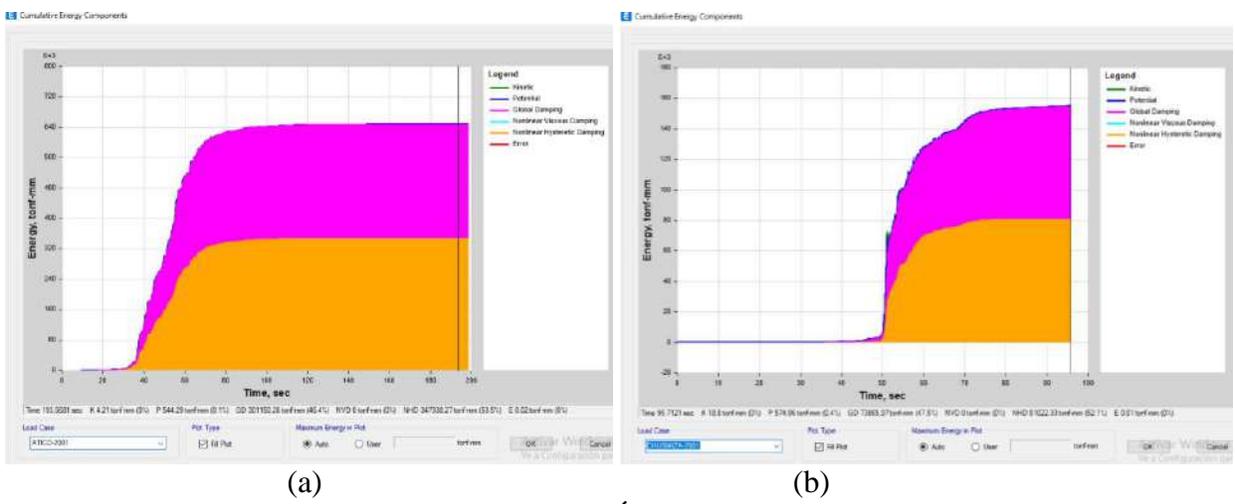


Figura 162. Respuesta energética del sistema (a)sismo Ático 2001 y (b) sismo Chusmiza 2001.  
Fuente: Etabs V19.1.0

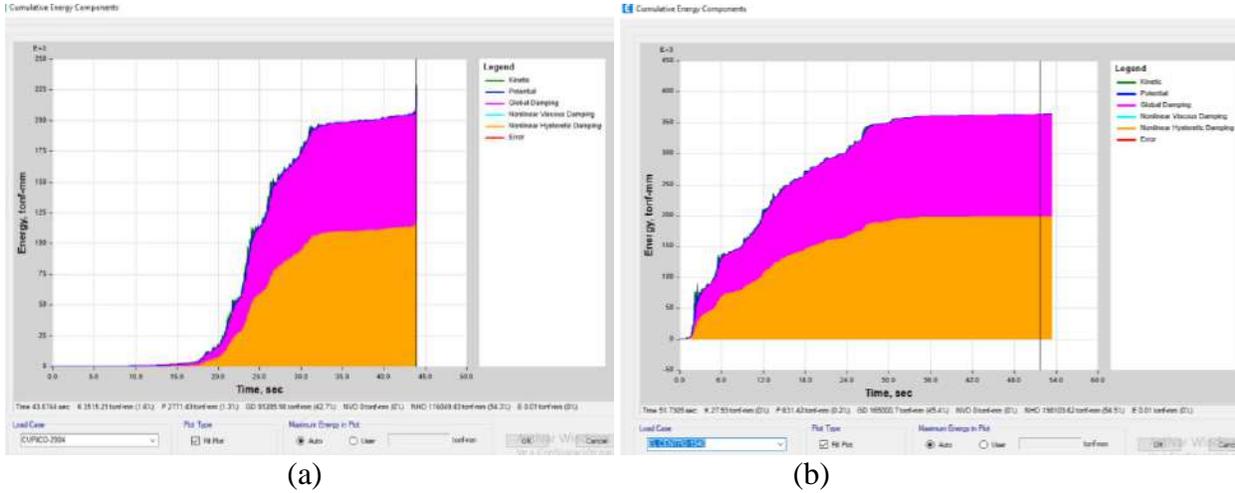


Figura 163. Respuesta energética del sistema (a)sismo Curico 2004 y (b) sismo El centro 1940.  
Fuente: Etabs V19.1.0

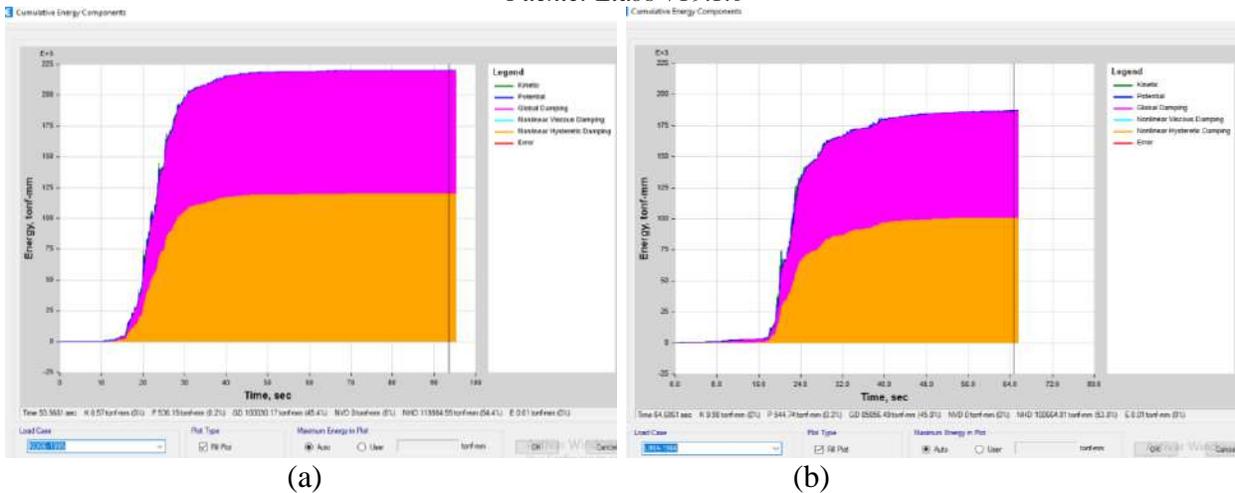
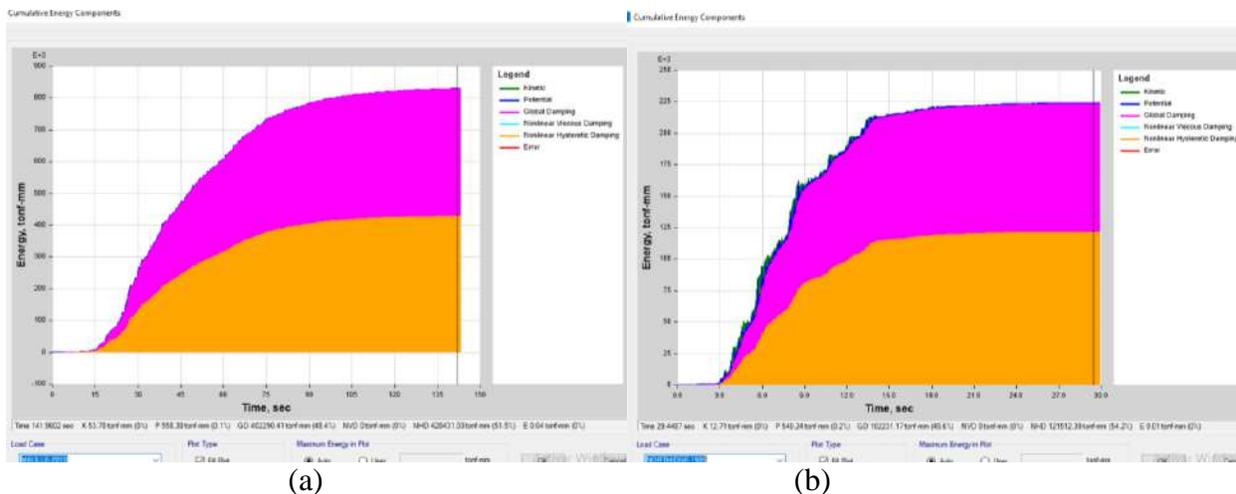
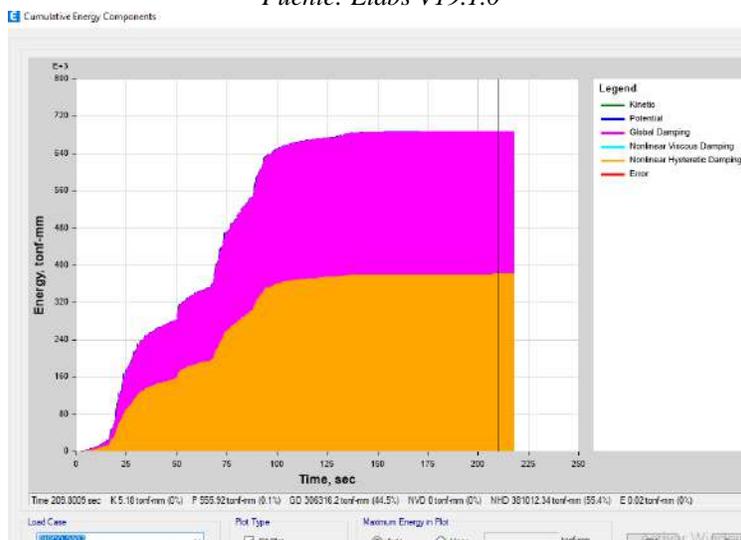


Figura 164. Respuesta energética del sistema (a)sismo Kobe 1995 y (b) sismo Lima 1966.  
Fuente: Etabs V19.1.0



**Figura 165. Respuesta energética del sistema (a)sismo Maule 2010 y (b) sismo Northridge 1985.**  
Fuente: Etabs V19.1.0



**Figura 166. Respuesta energética del sistema sismo Pisco 2007**  
Fuente: Etabs V19.1.0

### C. Bloque C:

El porcentaje de energía que reciben los disipadores varía entre 70.20% a 72.10% para los registros sísmicos en la dirección EW y de 63.40% a 73.10% para registros sísmicos en la dirección NS, así evitando que la estructura del bloque B reciba todo el daño. (Ver Figura 168 al 173).

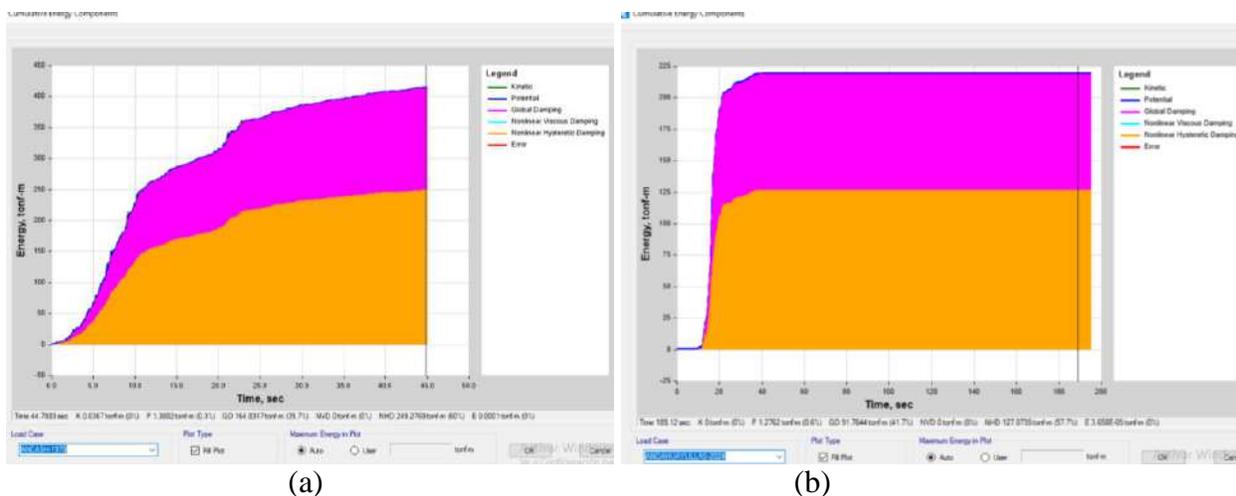


Figura 167. Respuesta energética del sistema (a)sismo Ancash 1970 y (b)sismo Andahuailillas 2024.  
Fuente: Etabs V19.1.0

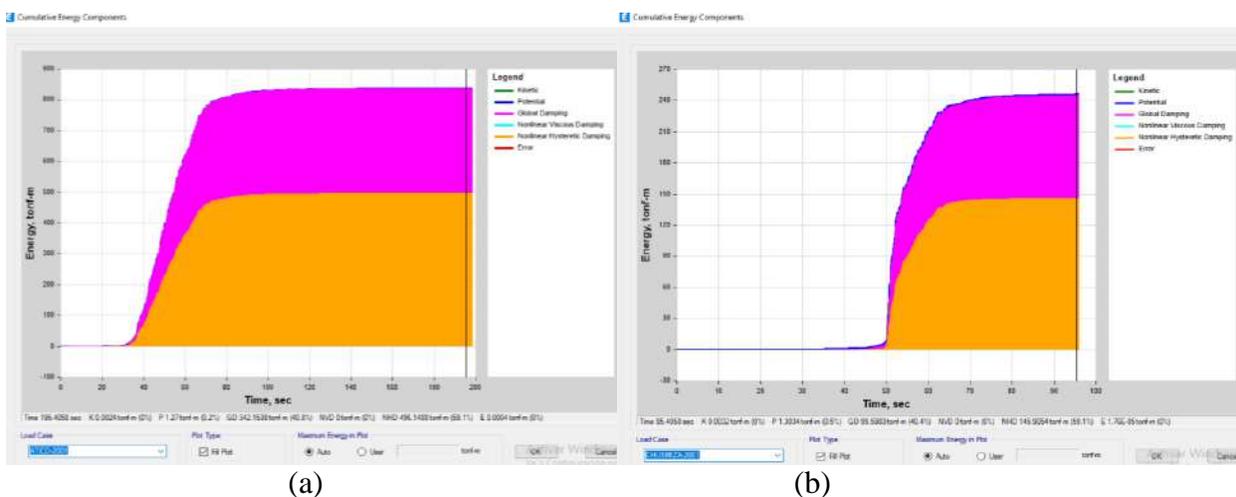


Figura 168. Respuesta energética del sistema (a)sismo Ático 2001 y (b) sismo Chusmiza 2001.  
Fuente: Etabs V19.1.0

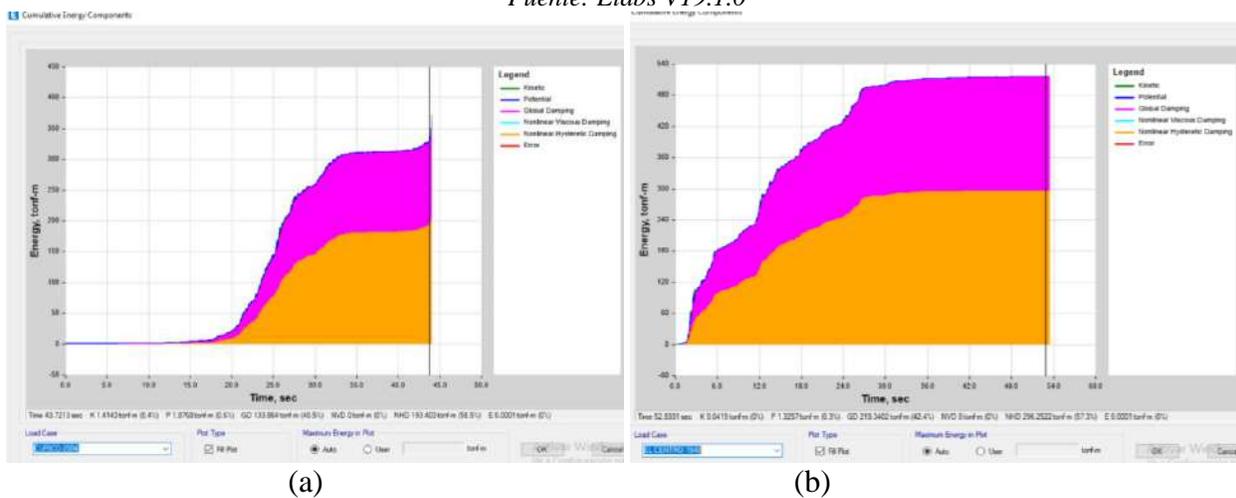
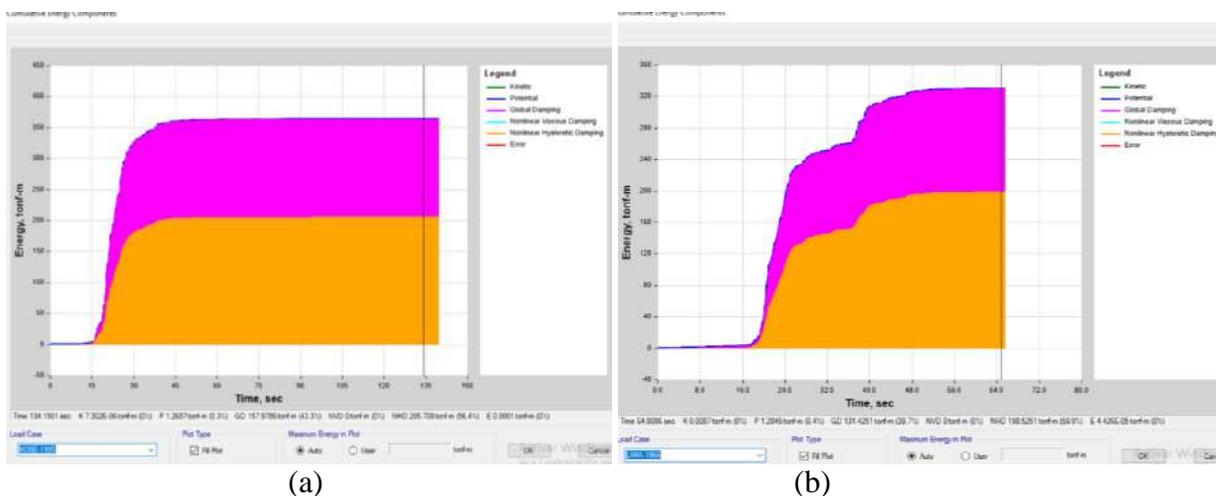
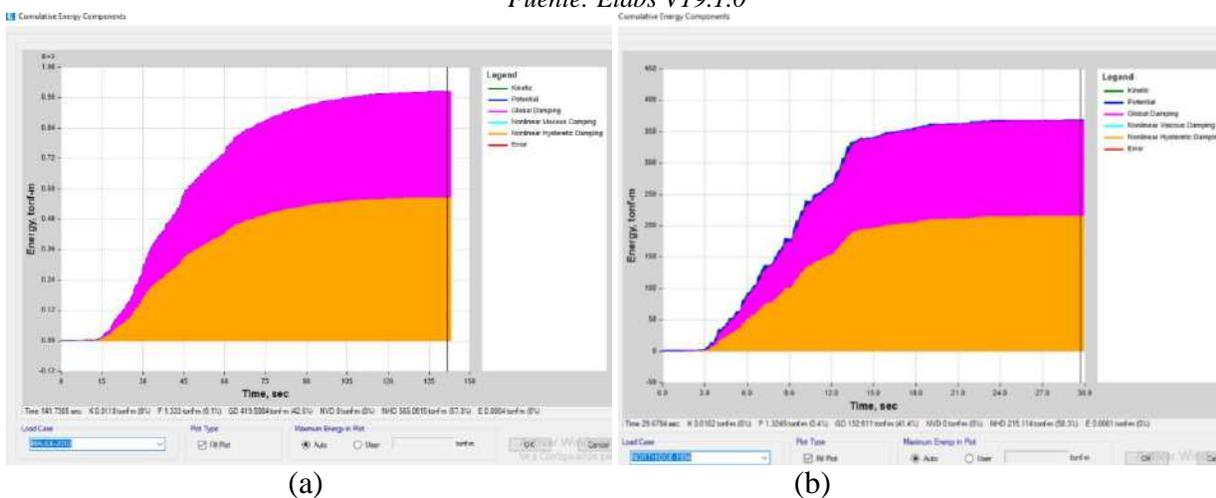


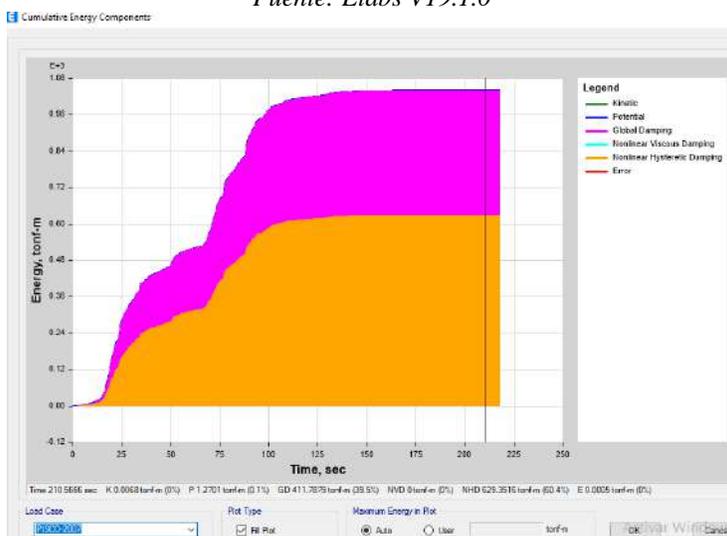
Figura 169. Respuesta energética del sistema (a)sismo Curico 2004 y (b) sismo El centro 1940.  
Fuente: Etabs V19.1.0



(a) (b)  
**Figura 170. Respuesta energética del sistema (a) sismo Kobe 1995 y (b) sismo Lima 1966.**  
 Fuente: Etabs V19.1.0



(a) (b)  
**Figura 171. Respuesta energética del sistema (a) sismo Maule 2010 y (b) sismo Northridge 1985.**  
 Fuente: Etabs V19.1.0



**Figura 172. Respuesta energética del sistema sismo Pisco 2007**  
 Fuente: Etabs V19.1.0

### 5.1.8.1 Porcentaje de energía de disipadores con respecto al global.

La filosofía de diseño sismo resistente contempla que la estructura sea quien asuma el 100% de las cargas sísmicas. La estructura reforzada sísmicamente no solo reduce las derivas de entre piso, sino que también protegen la estructura reduciendo el porcentaje de energía disipada por los elementos estructurales (columna, placas y vigas) de 100% hasta 40%.

*Tabla 143. Porcentaje de Energía de disipación en el Bloque A en la dirección X*

<b>Porcentaje de Energía de disipación EO (Este-Oeste) – Dir. X</b>		
<b>Evento sísmico</b>	<b>Energía Disipada por la estructura</b>	<b>Energía Disipada por los disipadores</b>
ANCASH 1970	42.80%	57.20%
ANDAHUAYLILLAS 2024	35.30%	64.70%
ATICO 2001	34.30%	65.70%
CHUSMIZA 2001	35.70%	64.30%
CURICO 2004	34.50%	65.50%
EL CENTRO 1940	32.60%	67.40%
LIMA 1966	35.30%	64.70%
KOBE 1995	32.40%	67.60%
MAULE 2010	34.70%	65.30%
NORTHIDGE 1994	28.50%	71.50%
PISCO 2007	38.10%	61.90%
<b>Promedio</b>	<b>34.93%</b>	<b>65.07%</b>

*Tabla 144. Porcentaje de Energía de disipación en el Bloque A en la dirección Y*

<b>Porcentaje de Energía de disipación NS (Norte-Sur) – Dir. Y</b>		
<b>Evento sísmico</b>	<b>Energía Disipada por la estructura</b>	<b>Energía Disipada por los disipadores</b>
ANCASH 1970	25.90%	74.10%
ANDAHUAYLILLAS 2024	27.20%	72.80%
ATICO 2001	25.70%	74.30%
CHUSMIZA 2001	30.60%	69.40%
CURICO 2004	26.90%	73.10%
EL CENTRO 1940	25.60%	74.40%
KOBE 1995	26.90%	73.10%
LIMA 1966	25.60%	74.40%
MAULE 2010	34.70%	65.30%
NORTHIDGE 1994	22.40%	77.60%
PISCO 2007	26.40%	73.60%

<b>Promedio</b>	<b>27.08%</b>	<b>72.92%</b>
-----------------	---------------	---------------

La capacidad de absorción de los disipadores del bloque A fue hasta un 71.50% y 77.60% en la dirección “X” y “Y” respectivamente. En promedio la capacidad de absorción es 54.81% y 57.61% en la dirección “X” y “Y” respectivamente (ver tabla 143 y 144).

*Tabla 145. Porcentaje de Energía de disipación en el Bloque B en la dirección X*

<b>Porcentaje de Energía de disipación EO (Este-Oeste) – Dir. X</b>		
<b>Evento sísmico</b>	<b>Energía Disipada por la estructura</b>	<b>Energía Disipada por los disipadores</b>
ANCASH 1970	44.10%	55.90%
ANDAHUAYLILLAS 2024	46.50%	53.50%
ATICO 2001	43.70%	56.30%
CHUSMIZA 2001	49.00%	51.00%
CURICO 2004	45.40%	54.60%
EL CENTRO 1940	43.40%	56.60%
KOBE 1995	43.30%	56.70%
LIMA 1966	47.20%	52.80%
MAULE 2010	47.70%	52.30%
NORTHIDGE 1994	42.80%	57.20%
PISCO 2007	44.00%	56.00%
<b>Promedio</b>	<b>45.19%</b>	<b>54.81%</b>

*Tabla 146. Porcentaje de Energía de disipación en el Bloque B en la dirección Y*

<b>Porcentaje de Energía de disipación NS (Norte-Sur) – Dir. Y</b>		
<b>Evento sísmico</b>	<b>Energía Disipada por la estructura</b>	<b>Energía Disipada por los disipadores</b>
ANCASH 1970	42.80%	57.20%
ANDAHUAYLILLAS 2024	44.80%	55.20%
ATICO 2001	42.60%	57.40%
CHUSMIZA 2001	43.00%	57.00%
CURICO 2004	43.10%	56.90%
EL CENTRO 1940	40.70%	59.30%
KOBE 1995	43.60%	56.40%
LIMA 1966	40.70%	59.30%
MAULE 2010	46.50%	53.50%
NORTHIDGE 1994	39.20%	60.80%
PISCO 2007	39.30%	60.70%
<b>Promedio</b>	<b>42.39%</b>	<b>57.61%</b>

La capacidad de absorción de los disipadores del bloque B fue hasta un 57.20% y 60.80% en la dirección “X” y “Y” respectivamente. En promedio la capacidad de absorción es de 54.81% y 57.61% en la dirección “X” y “Y” respectivamente (ver tabla 145 y 146).

*Tabla 147. Porcentaje de Energía de disipación en el Bloque C en la dirección X*

<b>Porcentaje de Energía de disipación EO (Este-Oeste) – Dir. X</b>		
<b>Evento sísmico</b>	<b>Energía Disipada por la estructura</b>	<b>Energía Disipada por los disipadores</b>
ANCASH 1970	28.90%	71.10%
ANDAHUAYLILLAS 2024	29.70%	70.30%
ATICO 2001	28.10%	71.90%
CHUSMIZA 2001	29.20%	70.80%
CURICO 2004	29.70%	70.30%
EL CENTRO 1940	29.80%	70.20%
KOBE 1995	29.00%	71.00%
LIMA 1966	29.90%	70.10%
MAULE 2010	30.00%	70.00%
NORTHIDGE 1994	27.90%	72.10%
PISCO 2007	28.00%	72.00%
<b>Promedio</b>	<b>29.11%</b>	<b>70.89%</b>

*Tabla 148. Porcentaje de Energía de disipación en el Bloque C en la dirección Y*

<b>Porcentaje de Energía de disipación NS (Norte-Sur) – Dir. Y</b>		
<b>Evento sísmico</b>	<b>Energía Disipada por la estructura</b>	<b>Energía Disipada por los disipadores</b>
ANCASH 1970	31.40%	68.60%
ANDAHUAYLILLAS 2024	33.00%	67.00%
ATICO 2001	30.90%	69.10%
CHUSMIZA 2001	32.30%	67.70%
CURICO 2004	36.60%	63.40%
EL CENTRO 1940	29.40%	70.60%
KOBE 1995	34.20%	65.80%
LIMA 1966	28.60%	71.40%
MAULE 2010	37.50%	62.50%
NORTHIDGE 1994	26.90%	73.10%
PISCO 2007	32.10%	67.90%
<b>Promedio</b>	<b>32.08%</b>	<b>67.92%</b>

La capacidad de absorción de los disipadores del bloque C fue hasta un 72.10% y 73.10% en la dirección “X” y “Y” respectivamente. En promedio la capacidad de absorción es de 70.89% y 67.92% en la dirección “X” y “Y” respectivamente (ver tabla 147 y 148).

## 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1 Conclusiones

1) De acuerdo al análisis sísmico se determinó la energía disipada de las estructuras de los bloques A, B y C reforzadas con disipadores SLB. En el bloque A, la absorción de energía por parte de los disipadores fue de 65.07% en la dirección “X” y 72.92% en la dirección “Y”, permitiendo que la absorción de energía sísmica de la estructura global se reduzca de 100% hasta 34.93% y 27.08% en la dirección “X” y “Y” respectivamente. Mientras que, en el bloque B, la absorción de energía por parte de los disipadores fue de 54.81% en la dirección “X” y 60.80% en la dirección “Y” permitiendo que la absorción de energía sísmica de la estructura global se reduzca de 100% hasta 45.19% y 42.39% en la dirección “X” y “Y” respectivamente. Y en el bloque C, la absorción de energía por parte de los disipadores fue de 70.89% en la dirección “X” y 67.92% en la dirección “Y” permitiendo que la absorción de energía sísmica de la estructura global se reduzca de 100% hasta 29.11% y 32.08% en la dirección “X” y “Y” respectivamente, de esta manera se cumple con el objetivo de proteger las estructuras al reducir el impacto sobre los edificios en estudio.

2) De acuerdo al comportamiento sísmico en el análisis no lineal tiempo historia se evaluó el periodo, la deriva y fuerza cortante de las estructuras utilizando disipadores SLB de los bloques A, B y C. El periodo en el modo 1 se reduce de 0.917s (sin disipadores SLB) a 0.437s (con disipadores SLB) teniendo una reducción de 52.34%, mientras que, en el bloque B se reduce de 0.633s (sin disipadores SLB) a 0.430s (con disipadores SLB) teniendo una reducción de 32.07%, y en la estructura del bloque C el periodo en el modo 1 se reduce de 0.871s (sin disipadores SLB) a 0.379s (con disipadores SLB) teniendo una reducción de 56.49%, concluyendo que, el uso de disipadores SLB en la estructura logra reducir el periodo hasta 56.49%.

La deriva máxima del bloque A se redujo de 0.0354 (sin disipadores SLB) a 0.0076 (con disipadores SLB) con una reducción de 78.5% en la dirección X, y en la dirección Y se redujo de 0.0167 (sin disipadores SLB) a 0.0039 (con disipadores SLB) reduciéndose en 76.5%. Mientras que, la deriva máxima del bloque B se redujo de 0.0065 (sin disipadores SLB) a 0.0048 (con disipadores SLB) con una reducción de 26.10% en la dirección X, y en la dirección Y se redujo de 0.0078 (sin disipadores SLB) a 0.0059 (con disipadores SLB) con una reducción de 24.30%. Y la deriva máxima del bloque C se redujo de 0.0217 (sin disipadores SLB) a 0.0070 (con disipadores SLB) con una reducción de 67.70% en la dirección X, y en la dirección Y se redujo de 0.0181 (sin disipadores SLB) a 0.0053 (con disipadores SLB) con una reducción de 70.71%. En todos los bloques las reducciones de derivas de entrepiso en direcciones “X” y “Y” cumplen con las condiciones de la norma técnica peruana E030.

Los resultados obtenidos demuestran que el uso de disipadores SLB en los bloques A, B y C incrementa significativamente la capacidad de soporte a la fuerza cortante sísmica. En el bloque A, la fuerza cortante máxima alcanzó 1137.72 tonf en la dirección X y 1028.68 tonf en la dirección Y. En el bloque B, los valores máximos fueron de 560.41 tonf y 514.23 tonf en las direcciones X e Y, respectivamente. Finalmente, en el bloque C, la fuerza cortante máxima fue de 366.21 tonf en la dirección X y 331.26 tonf en la dirección Y. Estos resultados confirman la efectividad de los disipadores SLB como una estrategia de refuerzo estructural para la mitigación de cargas sísmicas.

3) El análisis realizado en los capítulos 2, 4 y 5 mediante el análisis no lineal tiempo-historia permitió identificar las zonas con mayor desplazamiento lateral, donde se propuso la colocación de disipadores SLB. Los resultados muestran que estos disipadores lograron plastificarse en los bloques A, B y C, manteniéndose dentro de los valores máximos de fluencia. En el bloque A, el disipador 2xSLB3 40\_3, ubicado en el primer nivel, alcanzó una fuerza de fluencia máxima de

120.46 kN y una deformación de 12.28 mm. En el bloque B, el disipador SLB3 25\_2, ubicado en el segundo nivel, presentó una fuerza máxima de 329.29 kN y una deformación de 23.40 mm. Finalmente, en el bloque C, el disipador SLB3 40\_5, también en el segundo nivel, registró una fuerza máxima de 792.01 kN y una deformación de 25.29 mm. Estos resultados confirman que la implementación de disipadores SLB mejoran el comportamiento sísmico de la estructura.

## **6.2 Recomendaciones**

✓ Para futuros proyectos de construcción dentro de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, se recomienda proponer la implementación de sistemas de disipación de energía SLB desde la etapa de diseño, promoviendo una mayor seguridad sísmica en la infraestructura universitaria.

✓ Se recomienda realizar la implementación de acelerómetros para registrar y analizar la respuesta estructural ante eventos sísmicos, permitiendo también generar registros artificiales con el mismo tipo de falla técnica y velocidad de propagación con respecto a la zona de estudio.

✓ Se recomienda emplear los dispositivos SLB en edificios irregulares que posean problemas por torsionalidad y/o piso blando, puesto que la mejora de la respuesta sísmica del edificio es notable.

## BIBLIOGRAFIA

- Aki, K., & Richards, P. G. (2002). *Quantitative seismology: Theory and methods (2nd ed.)*. University Science Books.
- American Society of Civil Engineers (ASCE) / Structural Engineering Institute (SEI). (2016). *ASCE/SEI 7-16: Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers.
- Bommer, J. J., & Acevedo, J. (2004). Earthquake ground motion selection for structural analysis and design. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2(2), 221-243.  
<https://doi.org/10.1007/s10518-004-0103-2>.
- Bojórquez, M., & Reyes-Salazar, A. (2010). Selección de registros sísmicos para el análisis de estructuras. *Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, 23(1), 45-56.
- Boore, D. M. (2001). Effect of baseline correction on the analysis of strong-motion records. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 91(6), 1477-1492.  
<https://doi.org/10.1785/0120000173>.
- Cornell, CA (1968). Análisis de riesgo sísmico de ingeniería. Boletín de la Sociedad Sismológica de América, 58.
- Bozzo, E. (2018). Dispositivos Chevron y su impacto en el comportamiento sísmico de estructuras. *Journal of Seismic Engineering*, 25(4), 120-134.
- Cámara Chilena de la Construcción. (2016). *Protección sísmica en estructuras: Uso de disipadores de energía e aisladores sísmicos*. CChC.
- California Building Code (CBC). (2007). *California Building Code 2007*. California Building Standards Commission.
- Chopra, A. K. (2017). *Structural analysis*. Pearson Education.

- Centro Nacional de Estimación del Peligro Sísmico (CENEPRED). (2014). *Guía para la evaluación del peligro sísmico*. CENEPRED.
- McGuire, R.K. (2004), " seismic hazard and risk analysis", Oakland, calif.: Earthquake engineering Research Institute.
- Douglas, J. (2003). *Earthquake ground motion estimation using strong-motion data*. *Journal of Seismology*, 7(4), 635-648. <https://doi.org/10.1023/B:JOSE.0000002999.95759.66>
- Genatios, A., & Lafuente, G. (2016). *Diseño sísmico y energía estructural*. Editorial Ingeniería Sísmica.
- Genatios, A., & Lafuente, G. (2016). *Control estructural en edificaciones: Soluciones eficientes para mitigar vibraciones sísmicas y de viento*. Editorial Ingeniería Sísmica.
- International Building Code (IBC)*. (2006). *International Building Code 2006*. International Code Council.
- Krammer, H. (1996). *Sismo: Teoría y aplicaciones en ingeniería sísmica*. Editorial Reverte.
- Lermo, J., & Chávez-García, F. J. (1994). *Site effect evaluation using microtremors: A review*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 13(2), 65-80. [https://doi.org/10.1016/0267-7261\(94\)90005-4](https://doi.org/10.1016/0267-7261(94)90005-4)
- Melone, A. (2003). *Análisis del peligro sísmico y sus aplicaciones en la ingeniería civil*. Editorial Académica.
- Nogoshi, M., & Igarashi, T. (1971). *On the amplitude spectrum of microtremor (in Japanese)*. *Bulletin of the Earthquake Research Institute, University of Tokyo*, 49(1), 21-26.
- Nakamura, Y. (1989). *A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface*. *Quarterly Report of the Railway Technical Research Institute*, 30(1), 25-33.

- Nakamura, Y. (2000). *Clear identification of fundamental idea of Nakamura's method and its application. Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, 12, 1-6.*
- Reiter, L. (1990). *Earthquake hazard analysis: Issues and insights. Columbia University Press.*
- Ritta, A. A., Ferreira, M. L., & Nunes, F. A. (2012). *On the frequency-domain analysis of the H/V ratio in seismic site characterization. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 42, 60-70. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.06.006>*
- Sheaere, R. (2009). *Análisis de registros sísmicos: Principios y aplicaciones. Ediciones Técnicas Sismológicas.*
- Villareal, D., & Oviedo, F. (2009). *La ecuación de balance de energía en estructuras sometidas a sismos. Journal of Seismic Engineering, 23(2), 45-56.*
- Villareal, D., & Oviedo, F. (2009). *Control estructural y respuesta dinámica de edificaciones frente a cargas sísmicas y vientos. Revista de Ingeniería Estructural, 16(3), 32-48.*
- Smith, J. (2020). *Técnicas de refuerzo en ingeniería estructural. Wiley.*
- García, L., & López, P. (2018). *Evaluación de técnicas de reforzamiento estructural en edificios históricos. Revista de Ingeniería Estructural, 34. <https://doi.org/10.xxxx>*

## ANEXOS

- ANEXO 1. Matriz de consistencia
- ANEXO 2. Informe del ensayo para determinar el periodo fundamental del suelo
- ANEXO 3. Informe de inspección de verificación de acero de bloque de concreto.
- ANEXO 4. Informe técnico de verificación en los elementos estructurales de los edificios antiguo y nuevo de la facultad de ingeniería civil.
- ANEXO 5. Informe de la evaluación del concreto de los edificios de la facultad de ingeniería civil de la Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco para su reforzamiento estructural
- ANEXO 6. Fuentes sismogénicas del Perú

## **ANEXO 1. Matriz de consistencia**

MATRIZ DE CONSISTENCIA

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLE	FACTORES	INDICADORES
P.G. ¿Cómo mejora la capacidad sísmica de los edificios antiguo y nuevo de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco utilizando disipadores de energía SLB (Shear Link Bozzo)?	O.G. "Mejorar la capacidad sísmica de los edificios antiguo y nuevo de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco de alta vulnerabilidad utilizando dispositivos de disipación de energía SLB (Shear Link Bozzo).	H.G. "La implementación de los disipadores Shear link Bozzo mejora significativamente la capacidad sísmica de los edificios de la Facultad de Ingeniería Civil logrando absorber hasta un 60% de la energía total de entrada.	X: Edificios antiguo y nuevo de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.	Sistema estructural	Ponticos Muros estructurales Dual Edificaciones de muros de ductilidad limitada Regular Irregular S1 S2 S3 S4
P.E.1. ¿Cuál es la capacidad sísmica mediante el análisis No Lineal Tiempo Historia de los edificios antiguo y nuevo de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco reforzado con disipadores de energía SLB (Shear Link Bozzo)?	O.E.1. "Evaluar la capacidad sísmica mediante el análisis No Lineal Tiempo Historia de los edificios antiguo y nuevo de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco reforzado con disipadores de energía SLB (Shear Link Bozzo).	H.E.1. "La capacidad sísmica de los edificios antiguo y nuevo de la Facultad de Ingeniería Civil mediante el análisis Historia Tiempo No Lineal incrementa la respuesta sísmica ante sismos.	X: Edificios antiguo y nuevo de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco.	Sistema estructural	Ponticos Muros estructurales Dual Edificaciones de muros de ductilidad limitada Regular Irregular S1 S2 S3 S4
P.E.2. ¿Cómo influye la implementación de disipadores SLB en el comportamiento estructural de los edificios de la FIC, asegurando que operen dentro de los valores máximos de fluencia y deformación?	O.E.2. "Analizar el comportamiento estructural en los edificios de la FIC mediante la implementación de disipadores SLB, verificando que operen dentro de los valores máximos de fuerza de fluencia y deformación.	H.E.2. "La colocación estratégica de disipadores SLB en puntos críticos en los edificios de la FIC permitirá plasificar los disipadores dentro de los valores máximos de fuerza de fluencia y deformación, mejorando así el comportamiento estructural frente a cargas sísmicas.	Y1: Capacidad sísmica	Respuesta sísmica	Periodo de vibración Desplazamientos Cortante basal Ponticos Muros estructurales Dual Edificaciones de muros de ductilidad limitada Regular Irregular S1 S2 S3 S4
			Y2: Disipadores de energía SLB ( Shear Link Bozzo)	Curva Histérica	Deformación Fuerza de fluencia

**ANEXO 2. Informe del ensayo para  
determinar el periodo fundamental del  
suelo**

## **1. INTRODUCCION:**

La técnica Nakamura, también conocida como método del cociente espectral aplicado al ruido ambiental, es un método pasivo no invasivo que registra el ruido ambiental midiendo las ondas sísmicas propagadas en las tres partes ortogonales. El registro de estas vibraciones permite obtener la frecuencia de resonancia fundamental del suelo (o periodo fundamental). Este parámetro es muy importante en ingeniería sísmica para comprender y predecir de manera correcta el efecto de sitio (amplificación) en una determinada región. Esta técnica requiere el uso de un acelerógrafo triaxial para encontrar los espectros de Fourier de las partes horizontal y vertical de los registros de vibraciones ambientales. La razón H/V (cociente espectral), que se conoce como la función de transferencia aproximada de los estratos del suelo sobre el basamento, se calcula a partir de estos datos. El periodo fundamental ( $T_0$ ) o la frecuencia fundamental ( $f_0$ ) del suelo.

Todo el proceso se realiza aplicando el Criterio SESAME (Site Effects assessments using Ambient Excitations), se trata de una investigación de algunos años realizada por expertos europeos logrando un procedimiento de análisis, evaluación fiable de riesgo y estrategia de mitigación sísmica; que consta de pasos prácticos para la toma de datos en terreno, procesamiento e interpretación de resultados. Así mismo se utilizará el software Geopsy que es un programa de código abierto y gratuito, para procesar la data y poder hallar el periodo fundamental del suelo.

## **2. OBJETIVO:**

- Determinar el periodo fundamental del suelo de los edificios antiguo y nuevo de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco por el método de Nakamura relación H/V (cociente espectral).

## **3. EQUIPOS UTILIZADOS:**

- Acelerómetro Triaxial
- Unidad de Proceso

- Sensor de Aceleración
- Base Metálica

- Conectores
- Equipo PC

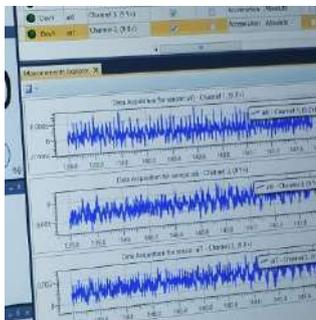
*Figura 1: Sensor de aceleración en direcciones X, Y, Z*



*Figura 3: Unidad de proceso*



*Figura 5: Toma de datos en Artemis*



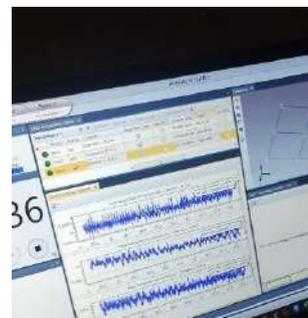
*Figura 2: Base metálica rígida para conectar el sensor de aceleración*



*Figura 4: Base rígida con yeso para toma de datos*



*Figura 6: Transmisión de data de sensores a la unidad de proceso*



#### 4. MARCO TEORICO:

- Condiciones Experimentales: A continuación, se muestra las condiciones experimentales que se debe tomar en cuenta al momento de realizar las mediciones en el terreno

Tipo de Parámetro	Principales Recomendaciones	
Duración de grabación	Espera Mínima fo [Hz]	Duración de Grabación Mínima Recomendada [min]
	0.2	30
	0.5	20
	1	10
	2	5
	5	3
	10	2
Distancia de Grabación	Respuesta única de sitio: nunca use un sólo punto de medición para obtener un valor de fo, hacer por lo menos tres puntos de medición.	
Parámetros de Grabación	Nivelar el sensor según lo recomendado por el fabricante.	
	Fijar el nivel de obtención en el máximo posible sin saturación de la señal.	
Acoplamiento Sensor Suelo	Colocar el sensor directamente en el suelo, siempre que sea posible.	
	Evitar la colocación del sensor en "suelos blandos" (barro, tierra labrada, hierba alta, etc.) o en suelo saturado después de la lluvia.	
Acoplamiento Artificial Sensor-Suelo	Evitar las placas de materiales blandos como gomaespuma, cartón, etc.	
	En pendientes pronunciadas que no permitan la correcta nivelación del sensor, instalarlo en una pila de arena o en un recipiente lleno de arena	
	En la nieve o hielo, instale una placa metálica, de madera o un recipiente lleno de arena para evitar la inclinación del sensor debido a la fusión local.	
Condiciones Climáticas	Viento: Proteja el sensor del viento (superior a 5 m/s). Esto ayuda sólo si no hay estructuras cercanas.	
	Lluvia: evitar mediciones bajo una intensa lluvia. No tiene ninguna influencia notable con una lluvia débil.	
	Perturbaciones meteorológicas: indicar en la hoja de terreno si las mediciones se llevan a cabo durante un evento meteorológico de baja presión.	

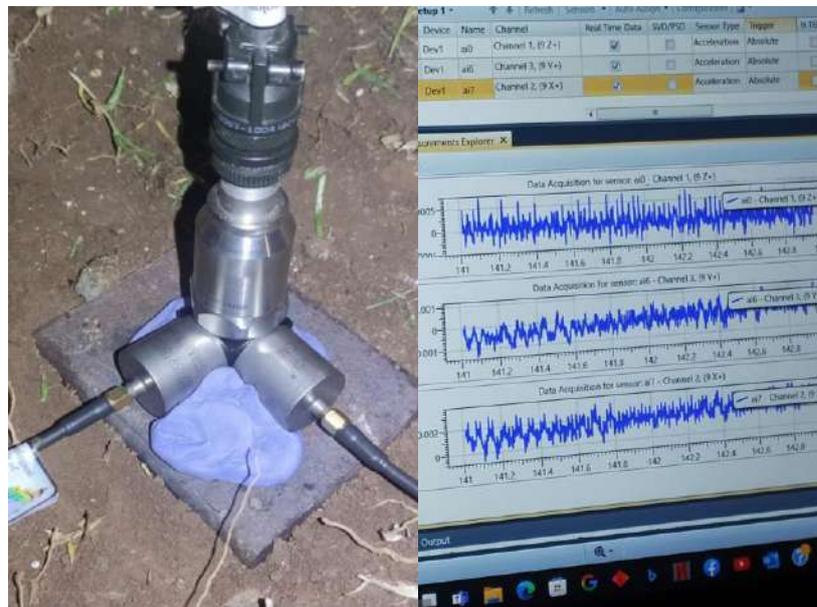
*Fuente: Parámetros recomendados según el criterio SESAME*

### **Método Nakamura Relación Espectral H/V en GEOPSY:**

- Grabar la vibración ambiental del suelo.

La grabación de vibración ambiental del suelo se realizó con equipos y accesorios de equipo de acelerómetro triaxial. El equipo cuenta con sensores de vibración ambiental en componentes X, Y, Z; los sensores se enlazan mediante conectores a la unidad procesadora. La unidad procesadora se conecta a una laptop para la grabación. La laptop cuenta con el software ARTEMIS; este se encarga de la visualización y grabación de datos en tiempo real.

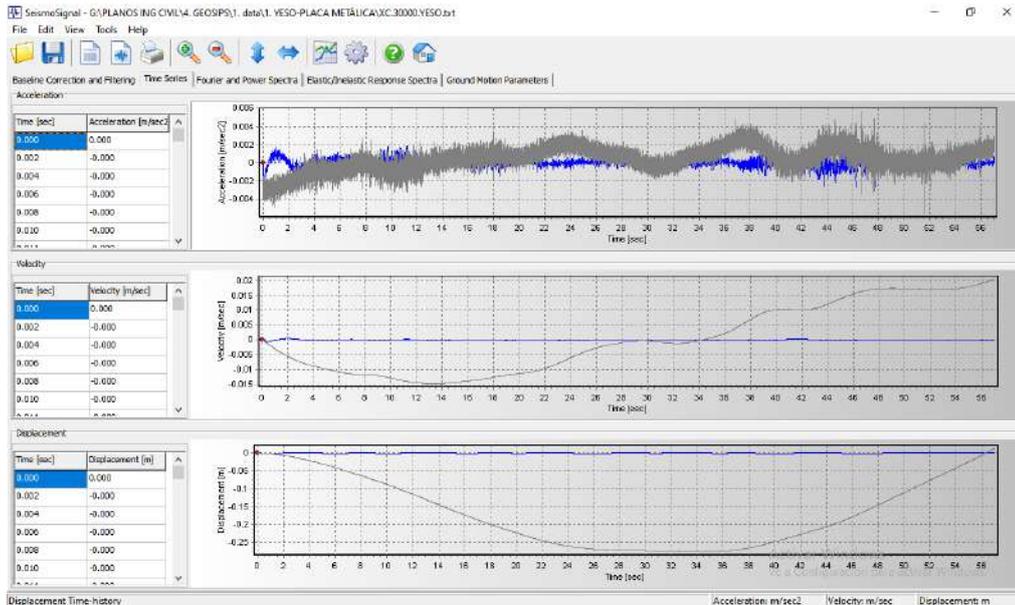
Los parámetros con los cuales trabajamos son  $f=128$  Hz, el cual indica la toma de 128 datos en  $T=1$  seg., la duración de la toma de dato será de 20 minutos en cada punto en análisis.



**Figura 7: Toma de data de vibración ambiental del suelo**

- Corrección de datos de vibración ambiental.

Al culminar la grabación de vibración ambiental, se procede con la corrección de datos mediante el uso del software *SEISMO\_SIGNAL\_4.3.0* por línea Base y filtro; Puesto que, la toma de puntos que se obtuvo en campo sufrió desviaciones en velocidad y desplazamiento. Las desviaciones fueron provocadas por el sonido de las personas, viento, y otros factores. El color gris de la figura 8 son los datos obtenidos en campo y el color azul de la figura 8 son los datos procesados por línea base y filtro.



**Figura 8: Corrección por Línea Base y Filtro en SEISMO\_SIGNAL\_4.3.0. de la grabación de vibración ambiental**

- Descargar de programa GEOPSY y Cargar data de vibración ambiental

EL método Nakamura consiste en el cálculo del cociente espectral de los componentes horizontal y vertical (H/V), para el cálculo del cociente espectral se recurrió al software GEOPSY versión 3.3.6.

Los datos corregidos serán introducidos en formato “.txt”, dentro del programa GEOPSY, las componentes se modificarán de acuerdo al orden en el formato “.txt”; así también, se introducirán valores de tiempo de inicio y la frecuencia con el cual se obtuvo los datos en campo (ver figura 10).

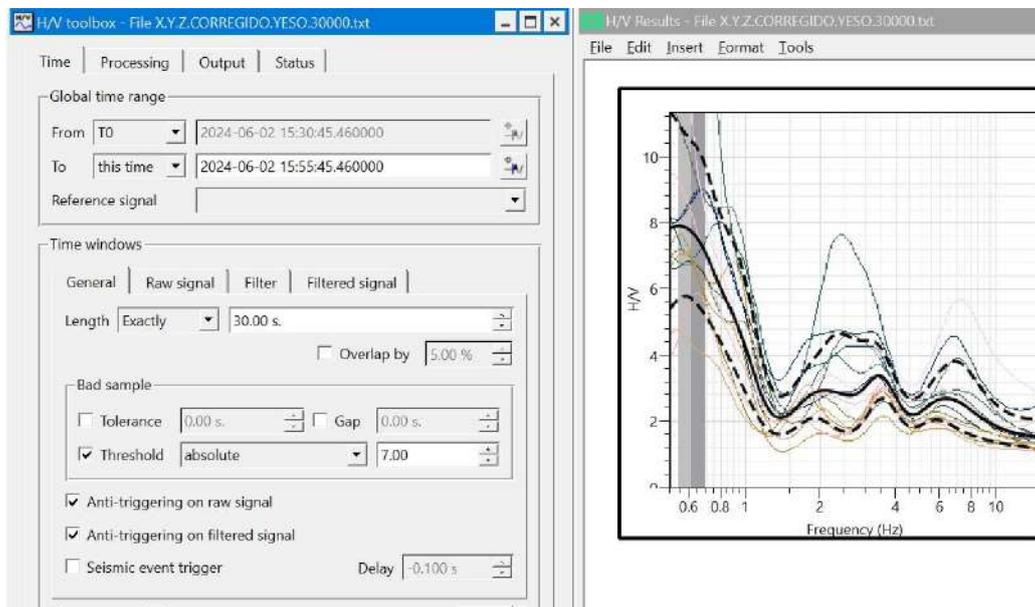
ID	Name	Component	Start time	End time	Sampling frequency	Sampling period	N samples	Duration	Rec x	Rec y
1	3	Vertical	2024-06-02 15:30:45.460000	2024-06-02 15:55:45.460000	20	0.05	30000	25m	0	0
2	2	North	2024-06-02 15:30:45.460000	2024-06-02 15:55:45.460000	20	0.05	30000	25m	0	0
3	1	East	2024-06-02 15:30:45.460000	2024-06-02 15:55:45.460000	20	0.05	30000	25m	0	0

**Figura 9: Modificación de componentes en el software GEOPSY 3.3.6.**

- Ejecutar y Configurar los parámetros en el comando H/V.

El comando H/V ejecutado nos abre una pestaña de parámetros el cual, consta de 4 pestañas (ver figura 11). Las pestañas output y status se utilizarán de forma automática.

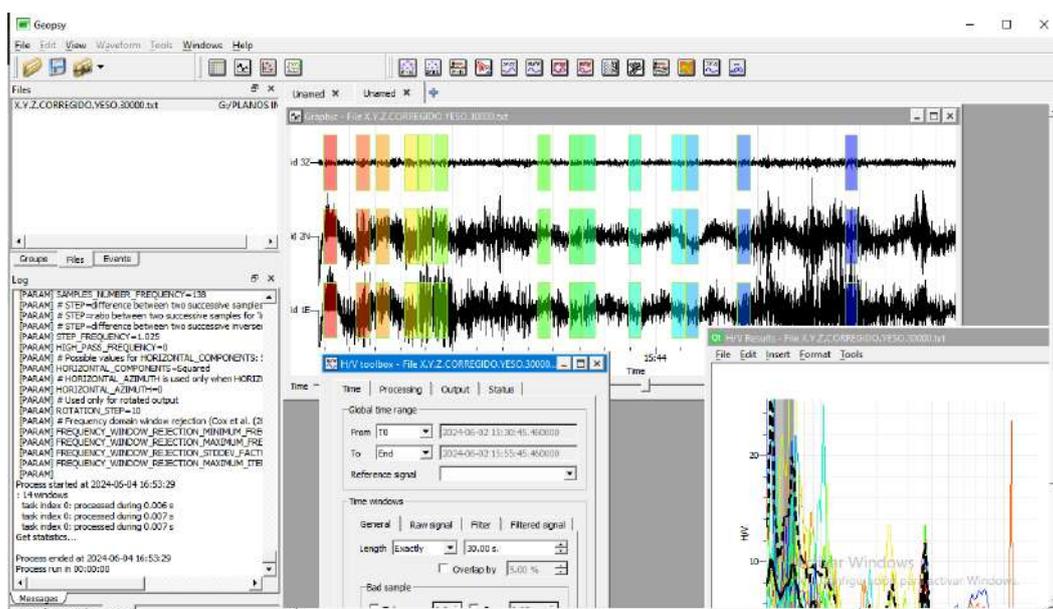
La pestaña time se colocarán los datos más relevantes para el análisis V/H y obtención de la ventana de análisis.



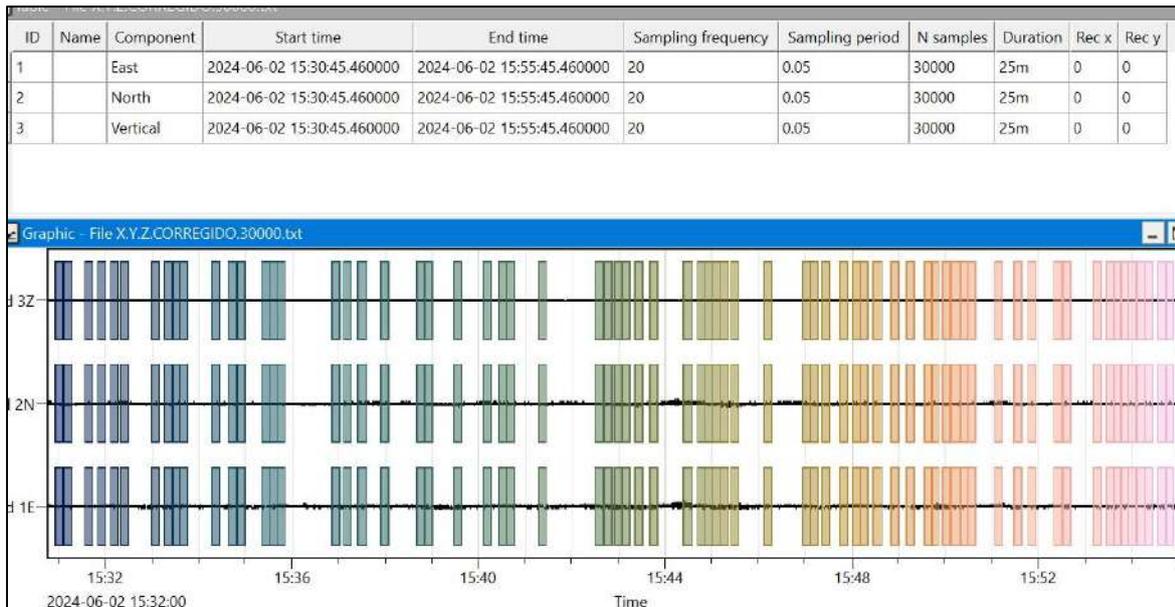
**Figura 10:** Introducción de parámetros para determinar la relación espectral H/V

- Seleccionar ventanas de análisis e Procesamiento de datos.

El análisis se realiza de forma manual o automática. El software sigue los parámetros introducidos en el comando H/V de tal forma la obtención de resultados será la misma, ver figura 12 y 13.



**Figura 11:** Introducción de parámetros y análisis de datos por el método Nakamura relación espectral H/V

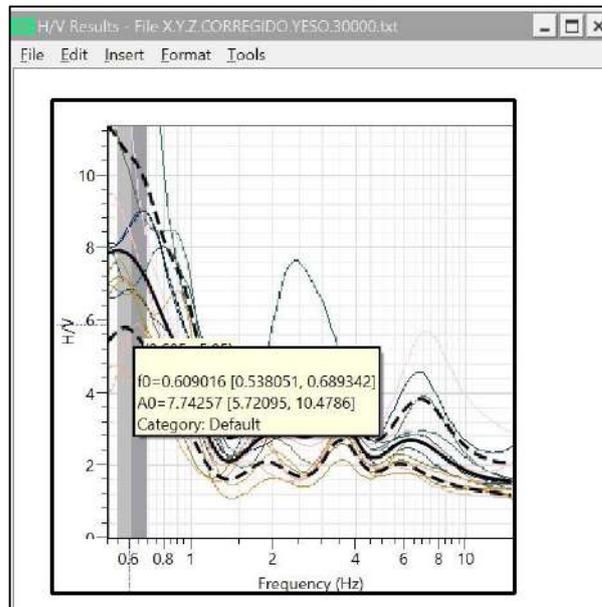


*Figura 12: Ventanas de análisis para el cálculo de relación espectral H/V*

- Resultados:

Al presionar “start” del comando H/V procesará la información introducida en la figura 10. Las líneas de colores significan la superposición de espectros de Fourier. Las líneas punteadas son las curvas de confianza, estas estarán relacionadas con la desviación estándar de la amplitud. La línea remarcada con negro es la línea media resultante de H/V.

La grafica muestras dos bandas grises, dentro de estas bandas se encuentra la frecuencia natural ( $f_0$ ), ver figura 14. Por lo general, el  $f_0$  se entre en la amplitud máxima.



**Figura 13: Espectro de la relación H/V método Nakamura**

## 5. DESCRIPCION DEL TRABAJO:

- El registro de datos en el terreno se realizó el día 22 de junio del 2024. En la figura N°15 se muestra la localización de la ubicación de los acelerómetros.



*figura 14: Ubicación de los acelerómetros.*

- En cada punto se procedió a instalar el equipo y tomar las mediciones de aceleración, descompuesta en tres direcciones ortogonales, las cuales coinciden con las direcciones horizontales (E-W y N-S) y vertical (Z), una vez que las ondas hayan sido grabadas en el disco duro de la computadora, se procede a procesarlas, mediante el software GEOPSY para determinar las relaciones espectrales H/V. Las

mediciones son realizadas sobre la superficie del terreno, eliminando la cobertura vegetal a una profundidad aprox. de 50 cm sobre una base rígida (yeso).

## 6. ANALIS DE RESULTADOS:

La tabla muestra los resultados obtenidos con la razón espectral H/V para cada una de las tres mediciones realizadas. En las figuras 15, 16, y 17 se muestran las curvas de elipticidad H/V resultantes (curva negra continua) y su desviación estándar para cada frecuencia (delimitada por las líneas negras segmentadas). Para calcular esta curva se promediaron los resultados obtenidos para ventanas de tiempo 20 segundos representados por las curvas de colores indicadas en las mismas gráficas.

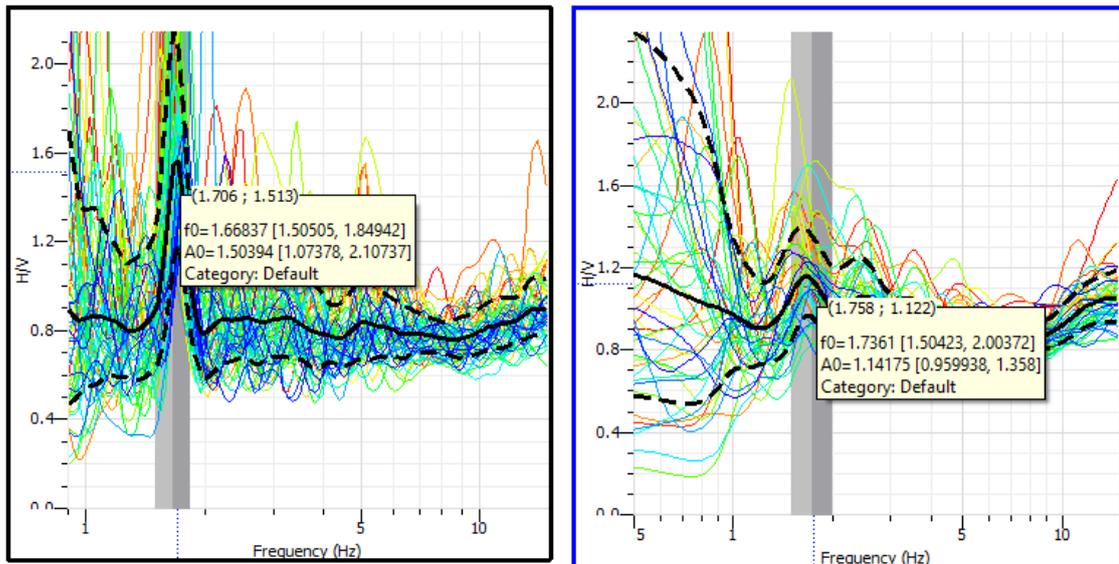
**Tabla 1: Resultados obtenidos de las 3 mediciones**

DATO	UTM Este (m)	UTM Norte (m)	Frecuencia $f_o$ (Hz)	Periodo $T_o$ (s)
01	179587	8503362	1.668	0.599
02	179629	8503340	1.736	0.576
03	179646	8503355	2.500	0.40
			<b>Prom</b>	0.525

Suelo Tipo $T_s$ (s)		
S0	Roca dura	< 0.15
S1	Roca o suelos muy rígidos	< 0.30
S2	Suelos intermedios	< 0.40
S3	Suelos blandos	< 0.60

*Fuente: Parámetros del tipo de Suelo, Norma E030*

Los resultados se obtuvieron utilizando la técnica de razón espectral H/V. La curva de elipticidad resultante se representa con una línea negra continua, mientras que su desviación estándar se representa con líneas segmentadas. La frecuencia fundamental de cada medición se muestra en la interfaz entre las barras grises.



(a)

(b)

figura 15: Figura lado izquierdo muestra la frecuencia fundamental de la (a)prueba N°01, (b)prueba N°02

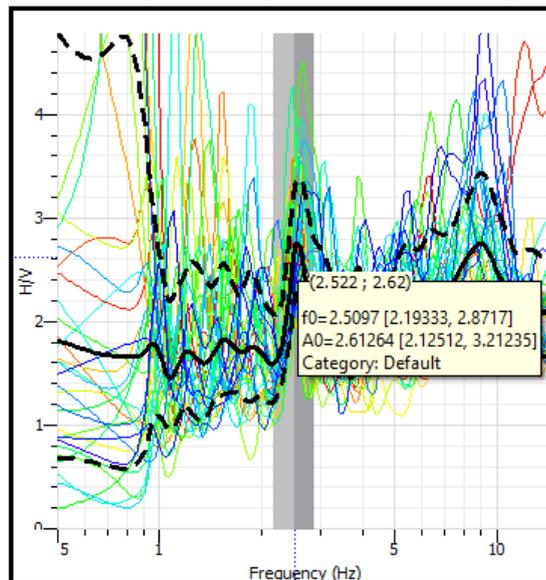


figura 16: Frecuencia fundamental de la prueba N°03

## 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

Se realizaron 3 mediciones de periodo fundamental por el método Nakamura (Relación espectral H/V) de los edificios antiguo y nuevo de la FIC, obteniendo como resultado periodos fundamentales del suelo en el punto 1 de 0.599 s, punto 2 de 0.576 s, y Punto 3 de 0.40 s, teniendo como periodo promedio de 0.525 seg., de acuerdo a la norma E031 se considera como suelo blando (S3), puesto que el valor del periodo fundamental del suelo está dentro del rango de 0.4s a 0.6s.

## 8. HOJA DE REGISTRO EN TERRENO

FECHA	15/06/2024	HORA	15:30:40	LUGAR	UNSAAC	
OPERADOR	JOSE BRAVO		TIPO DE GPS y #	UNSAAC		
LATITUD	UNSAAC	LONGITUD	UNSAAC	ALTITUD	UNSAAC	
TIPO DE ESTACIÓN			TIPO DE SENSOR	UNSAAC		
ESTACIÓN #			SENSOR #	DISCO #		
NOMBRE DE ARCHIVO	UNSAAC			PUNTO #		
CAPTACIÓN			FRECUENCIA	20 Hz	GRABACIÓN	20 <input type="checkbox"/> minutos <input type="checkbox"/> segundos
CONDICIONES CLIMÁTICAS	VIENTO <input checked="" type="checkbox"/> none <input type="checkbox"/> débil (5m/s) <input type="checkbox"/> medio <input type="checkbox"/> fuerte Medición (si requiere) _____ LLUVIA <input checked="" type="checkbox"/> none <input type="checkbox"/> débil <input type="checkbox"/> medio <input type="checkbox"/> fuerte Medición (si requiere) _____ Temperatura(approx): 20° C Comentarios _____					
TIPO DE SUELO	<input checked="" type="checkbox"/> tierra <small>(Cedera Obleada)</small> <input type="checkbox"/> grava <input type="checkbox"/> arena <input type="checkbox"/> roca <input type="checkbox"/> hierba <small>(<input type="checkbox"/> corta <input type="checkbox"/> alta)</small> <input type="checkbox"/> asfalto <input type="checkbox"/> cemento <input type="checkbox"/> concreto <input type="checkbox"/> pavimento <input type="checkbox"/> otro _____ <input checked="" type="checkbox"/> suelo seco <input type="checkbox"/> suelo húmedo Comentarios _____					
ACDPLAMIENTO ARTIFICIAL SUELO-SENSOR	<input type="checkbox"/> no <input checked="" type="checkbox"/> si, tipo <u>Capa de Yeso</u>					
DENSIDAD DE EDIFICACIÓN	<input type="checkbox"/> none <input checked="" type="checkbox"/> disperso <input type="checkbox"/> denso <input type="checkbox"/> otro, tipo _____					
TRANSITORIOS	ninguno	poco	moderado	mucho	mucho	distancia
autos	<input checked="" type="checkbox"/>					
camiones	<input checked="" type="checkbox"/>					
peatones		<input checked="" type="checkbox"/>				
otros						
		FUENTES DE RUIDO MONOCROMÁTICO (fabricas, obras, bombas, rios, etc.) <input checked="" type="checkbox"/> no <input type="checkbox"/> si, tipo _____				
		ESTRUCTURAS CERCANAS (árboles, edificios, puentes, estructuras subterráneas, etc.) Dentro del area de toma de datos se encuentran edificios de la facultad de ingenieria civil y arquitectura con una altura aproximada de 16m.				
OBSERVACIONES			FRECUENCIA (si se calcula en terreno)	1.668 Hz		

FECHA	15/06/2024	HORA	16:10:20	LUGAR	UNSAAC																																			
OPERADOR	JOSE BRAVO		TIPO DE GPS y #	TRIAXIAL																																				
LATITUD	-13.52	LONGITUD	-71.9577	ALTITUD	3399 m.s.n.m																																			
TIPO DE ESTACIÓN			TIPO DE SENSOR	TRIAXIAL																																				
ESTACIÓN #			SENSOR #																																					
NOMBRE DE ARCHIVO	ENSAYO 02			PUNTO #	N°02																																			
CAPTACIÓN			FRECUENCIA	20 Hz	GRABACIÓN	20 <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">minutos</span> seconds																																		
CONDICIONES CLIMÁTICAS	VIENTO <input checked="" type="checkbox"/> none <input type="checkbox"/> débil (5m/s) <input type="checkbox"/> medio <input type="checkbox"/> fuerte Medición (si requiere) _____ LLUVIA <input checked="" type="checkbox"/> none <input type="checkbox"/> débil <input type="checkbox"/> medio <input type="checkbox"/> fuerte Medición (si requiere) _____ Temperatura(approx): 20° C Comentarios _____																																							
TIPO DE SUELO	<input checked="" type="checkbox"/> tierra ( <input type="checkbox"/> dura <input checked="" type="checkbox"/> blanda) <input type="checkbox"/> grava <input type="checkbox"/> arena <input type="checkbox"/> roca <input type="checkbox"/> hierba = ( <input type="checkbox"/> corta <input type="checkbox"/> alta) <input type="checkbox"/> asfalto <input type="checkbox"/> cemento <input type="checkbox"/> concreto <input type="checkbox"/> pavimento <input type="checkbox"/> otro _____ <input checked="" type="checkbox"/> suelo seco <input type="checkbox"/> suelo húmedo Comentarios _____																																							
ACOPLAMIENTO ARTIFICIAL SUELO-SENSOR	<input type="checkbox"/> no <input checked="" type="checkbox"/> sí, tipo <u>Capa de Yeso</u>																																							
DENSIDAD DE EDIFICACIÓN	<input type="checkbox"/> none <input checked="" type="checkbox"/> disperso <input type="checkbox"/> denso <input type="checkbox"/> otro, tipo _____																																							
TRANSITORIOS	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: top;"> <thead> <tr> <th></th> <th>ninguno</th> <th>poco</th> <th>moderado</th> <th>muchos</th> <th>muy denso</th> <th>distancia</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>autos</td> <td>X</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>camiones</td> <td>X</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>peatones</td> <td></td> <td>X</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>otros</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>						ninguno	poco	moderado	muchos	muy denso	distancia	autos	X						camiones	X						peatones		X					otros						
	ninguno	poco	moderado	muchos	muy denso	distancia																																		
autos	X																																							
camiones	X																																							
peatones		X																																						
otros																																								
		FUENTES DE RUIDO MONOCROMÁTICO (fábricas, obras, bombas, ríos, etc.) <input checked="" type="checkbox"/> no <input type="checkbox"/> sí, tipo _____																																						
		ESTRUCTURAS CERCANAS (descripción, altura, distancia) (árboles, edificios, puentes, estructuras subterráneas, etc.) <b>Dentro del area de toma de datos se encuentran edificios de la facultad de ingeniería civil y arquitectura con una altura aproximada de 16m.</b>																																						
OBSERVACIONES			FRECUENCIA (si se calcula en terreno)	1.736 Hz																																				

FECHA	15/06/2024	HORA	17:47:20	LUGAR	UNSAAC																																			
OPERADOR	JOSE BRAVO		TIPO DE GPS y #	TRIAxIAL																																				
LATITUD	-13.52	LONGITUD	-71.9577	ALTITUD	3399 m.s.n.m																																			
TIPO DE ESTACIÓN			TIPO DE SENSOR	TRIAxIAL																																				
ESTACIÓN #			SENSOR #																																					
NOMBRE DE ARCHIVO	ENSAYO 03			PUNTO #	N°03																																			
CAPTACIÓN			FRECUENCIA	20 Hz	GRABACIÓN 20 <sup>minutes</sup> / <sub>seconds</sub>																																			
CONDICIONES CLIMÁTICAS	VIENTO <input checked="" type="checkbox"/> none <input type="checkbox"/> débil (5m/s) <input type="checkbox"/> medio <input type="checkbox"/> fuerte Medición (si requiere) _____ LLUVIA <input checked="" type="checkbox"/> none <input type="checkbox"/> débil <input type="checkbox"/> medio <input type="checkbox"/> fuerte Medición (si requiere) _____ Temperatura(approx): 20° C Comentarios _____																																							
TIPO DE SUELO	<input checked="" type="checkbox"/> tierra ( <input type="checkbox"/> dura <input checked="" type="checkbox"/> blanda) <input type="checkbox"/> grava <input type="checkbox"/> arena <input type="checkbox"/> roca <input type="checkbox"/> hierba = ( <input type="checkbox"/> corta <input type="checkbox"/> alta) <input type="checkbox"/> asfalto <input type="checkbox"/> cemento <input type="checkbox"/> concreto <input type="checkbox"/> pavimento <input type="checkbox"/> otro _____ <input checked="" type="checkbox"/> suelo seco <input type="checkbox"/> suelo húmedo Comentarios _____																																							
ACOPLAMIENTO ARTIFICIAL SUELO-SENSOR	<input type="checkbox"/> no		<input checked="" type="checkbox"/> sí, tipo <u>Capa de Yeso</u>																																					
DENSIDAD DE EDIFICACIÓN	<input type="checkbox"/> none <input checked="" type="checkbox"/> disperso <input type="checkbox"/> denso <input type="checkbox"/> otro, tipo _____																																							
TRANSITORIOS	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>ninguno</th> <th>poco</th> <th>moderado</th> <th>muchos</th> <th>muy denso</th> <th>distancia</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>autos</td> <td>X</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>camiones</td> <td>X</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>peatones</td> <td></td> <td>X</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>otros</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>						ninguno	poco	moderado	muchos	muy denso	distancia	autos	X						camiones	X						peatones		X					otros						
	ninguno	poco	moderado	muchos	muy denso	distancia																																		
autos	X																																							
camiones	X																																							
peatones		X																																						
otros																																								
FUENTES DE RUIDO MONOCROMÁTICO (fábricas, obras, bombas, ríos, etc.) <input checked="" type="checkbox"/> no <input type="checkbox"/> sí, tipo _____ ESTRUCTURAS CERCANAS (árboles, edificios, puentes, estructuras subterráneas, etc.) <b>Dentro del area de toma de datos se encuentran edificios de la facultad de ingeniería civil y arquitectura con una altura aproximada de 16m.</b>																																								
OBSERVACIONES	FRECUENCIA 2.500 Hz (si se calcula en terreno)																																							

## 9. PANEL FOTOGRAFICO



*figura 17. Instalación del equipo para determinar el periodo fundamental del suelo.*



*figura 18. Base rígida de yeso.*



*figura 19. Colocación de los acelerómetros.*



*figura 20. Tendido de los cables del equipo.*



*figura 21. Procesamiento de la data en la PC y software Artemis.*

**ANEXO 3. Informe de inspección de  
verificación de acero de bloque de  
concreto.**

## 1. INTRODUCCIÓN:

El presente informe tiene la finalidad reflejar los resultados de la exploración y escaneo de la armadura interna del murete y viga de estudio que fueron elaborados en el Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales de la Universidad Nacional Sn Antonio Abad del Cusco.

El murete y viga de estudio cuenta con acero vertical y horizontal, la inspección del bloque se realizó de forma vertical y horizontal, para este procedimiento se utilizó el equipo MULTIFUNCTION REBAR DETECTOR de modelo R800 de la empresa ZBL SCI &TECH.

## 2. OBJETIVO:

El presente estudio tiene por objetivo: Ubicación y orientación de las barras de refuerzo horizontal y vertical y espesor del recubrimiento de concreto sobre las barras de refuerzo del murete y viga.

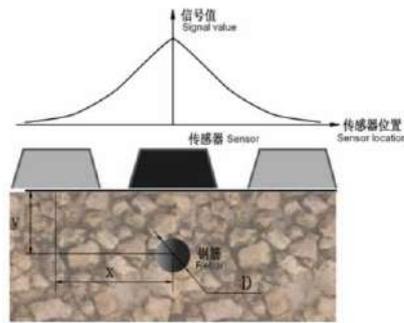
## 3. EQUIPO UTILIZADOS:

Este ensayo fue realizado por el equipo MULTIFUNCTION REBAR DETECTOR de modelo R800 de la empresa ZBL SCI &TECH. (Ver figura 1)

El instrumento Rebar Scanners emite un campo magnético a parte de la estructura probada, al mismo tiempo, recibe un campo magnético inducido producido por un medio similar al hierro (barra de refuerzo) en el alcance del campo magnético y luego lo convierte en señales eléctricas. (Ver figura 2). El equipo analiza la señal digitalizada de manera oportuna y la muestra de varias maneras, como gráficos, datos y sonido, etc., para identificar la ubicación de las barras de refuerzo, el espesor de la cubierta y el diámetro con precisión. Además, el equipo registra los datos de forma manual y automático, este método de verificación incrementa la eficiencia de la prueba. La herramienta del software acepta el procesamiento de exportación de datos verificados en el ensayo.



*Figura 1: Equipo Multifunction Rebar Detector modelo R800*



**Figure 2: Principio de prueba magnética de barras de refuerzo**

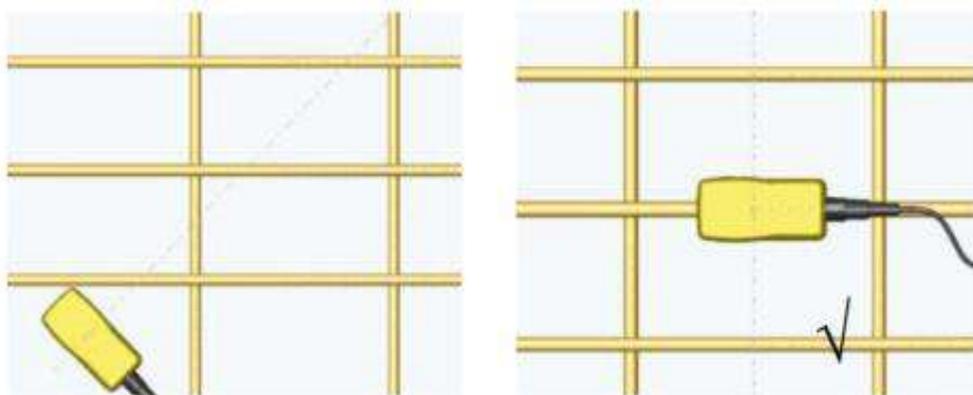
La tecnología de inducción de impulsos electromagnéticos en el equipo permite detectar lo siguiente:

- Evaluar la presencia de la armadura de acero en la estructura de concreto armado.
- Medir el recubrimiento de concreto sobre la estructura de acero.
- Determinar el diámetro de las barras de refuerzo.
- Identificar la ubicación, dirección y distribución de las barras de refuerzo.
- Almacenamiento, verificación y transmisión de datos a la computadora.

Este método de detección no se ve afectado por los materiales no conductores como el concreto, la madera, el plástico, los ladrillos, bloquetas, etc.

Para detectar el acero de refuerzo de la estructura armada se debe de seguir los siguientes pasos:

- La superficie de escaneo debe ser relativamente plana y sin protuberancias mayores. Si la superficie es demasiado rugosa y no se puede quitar, coloque una placa delgada sobre la superficie de escaneo y reduzca el espesor de la placa delgada en el resultado de la prueba.
- Durante el proceso de escaneo, haga lo mejor que pueda para mantener el movimiento uniforme unidireccional del sensor.
- La dirección de escaneo debe ser vertical con respecto a la dirección de la barra de refuerzo, o puede llevar a un error de cálculo. (Ver figura 3)



**Figura 1: Línea de medición para detectar el acero de refuerzo**

#### **4. DESCRIPCION DEL TRABAJO**

Para poder realizar la calibración del equipo Multifunction Rebar Detector modelo R800 se elaboró dos estructuras armadas, una viga y un murete.

Para la construcción de la viga y murete de estudio, primero se realizó el encofrado de la estructura, luego se realizó

el armado y montaje de la armadura, después se elaboró un concreto de  $f'c=210$  kg/cm<sup>2</sup>, después se procedió a desencofrar y curado del concreto. Todos estos procedimientos se realizaron aplicando las buenas prácticas constructivas y respetando los planos de detalle de acero de la viga y muro de estudio.

#### **5. RESULTADOS OBTENIDOS**

Los escaneos realizados en el murete y viga determino lo siguiente:

- Se escanearon 2 estructuras armadas: Una viga y un murete.
- Los aceros de refuerzo verticales encontrados en el murete de estudio tienen la siguiente distribución, 1@304mm, 1@151mm, 1@149mm, 1@101mm y 1@143mm.
- Los aceros horizontales encontrados en el murete de estudio tienen la siguiente distribución, 1@111mm, 1@150mm y 1@146mm.
- El recubrimiento de concreto sobre el acero de refuerzo en el murete es variable desde una distancia de 38mm a 72mm.
- Los aceros transversales encontrados en la viga de estudio tienen la siguiente distribución, 1@49mm, 1@47mm, 1@53mm, 1@100mm, 1@104mm, 1@211mm y 1@179mm.
- Los aceros longitudinales encontrados en la viga de estudio tienen un espaciamiento de 122mm.
- El recubrimiento de concreto sobre el acero de refuerzo en la viga varía desde una distancia de 39mm a 41mm.

#### **6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

- En la estructura estudiada se observa que cumple con la distribución y espaciamiento del acero de refuerzo horizontal y vertical cumplen con los planos de detalle de acero de la viga y murete.
- Se demuestra que el recubrimiento del concreto sobre a estructura armada tiene la misma media según los planos de la viga y murete.
- Las lecturas tomadas por el escáner son leídas tomando en cuenta el recubrimiento del concreto sobre la estructura armada.
- Se recomienda no realizar el escaneo en estructuras que tengan mayor de 8.0 cm de recubrimiento de concreto sobre la estructura armada, puesto que el detector el acero dificulta en el reconocimiento y lectura del acero de refuerzo.

## 7. PLANOS

- Murete de estudio

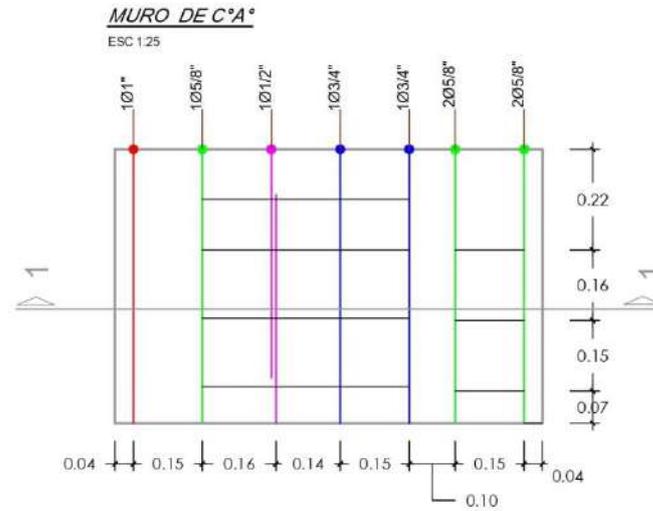
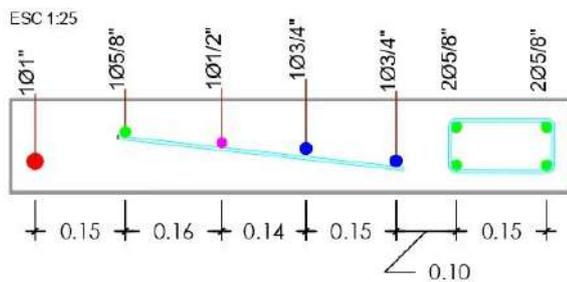


Figura 2: Plano de distribución del acero vertical del murete de estudio.

### Corte 1-1' - Distribución de barras de refuerzo



### Corte 1-1' - Detalle de recubrimiento

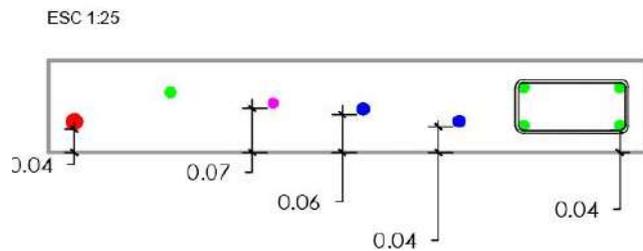


Figura 3: Vista en planta de la distribución de las barras de refuerzo del murete de estudio.

- Viga de estudio

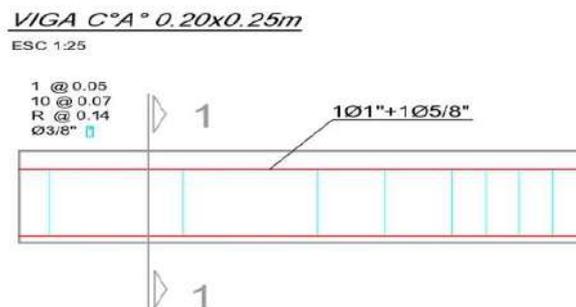


Figura 4: Vista en planta de la distribución de acero de la viga de estudio.

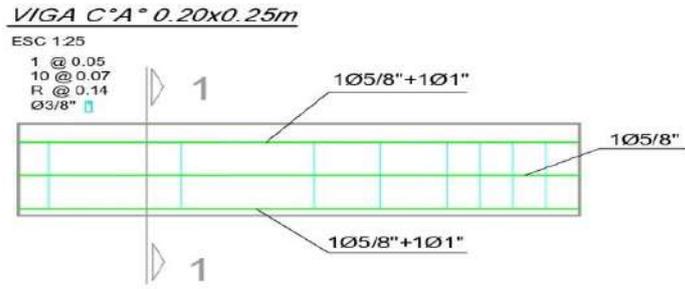


Figura 5: Vista de perfil de la distribución de acero de la viga de estudio.

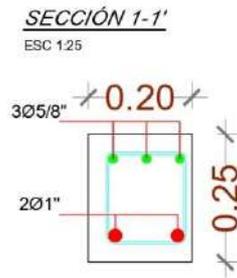


Figura 6: Plano de corte de sección 1-1' de la distribución de acero de la viga de estudio.

## 8. RESULTADOS OBTENIDOS EN EL SOTWARE DEL EQUIPO

- Murete de estudio

Data Id.	X01-1	X01-2	X01-3	X01-4	X01-5	X01-6
Depth(mm)	38	72	64	44	36	36
Deviation(mm)	13	47	39	19	11	11
Distance(mm)	36	340	491	640	741	884

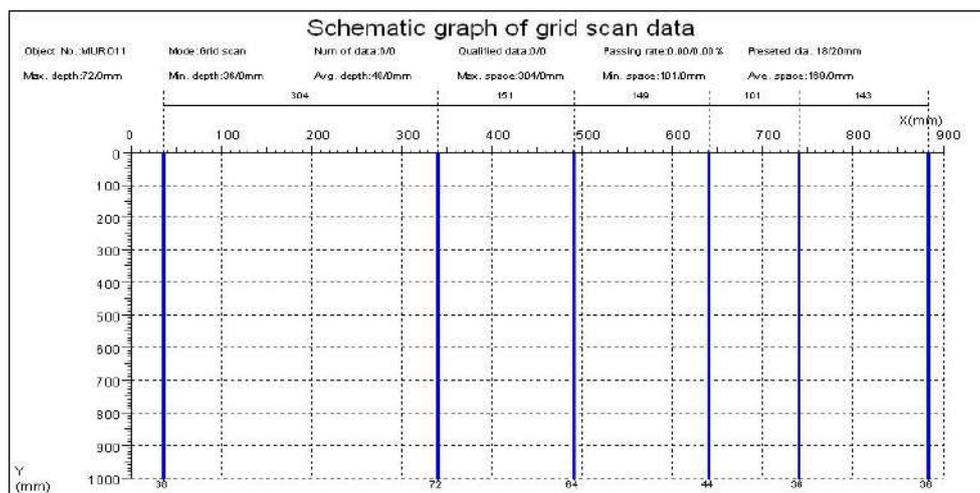
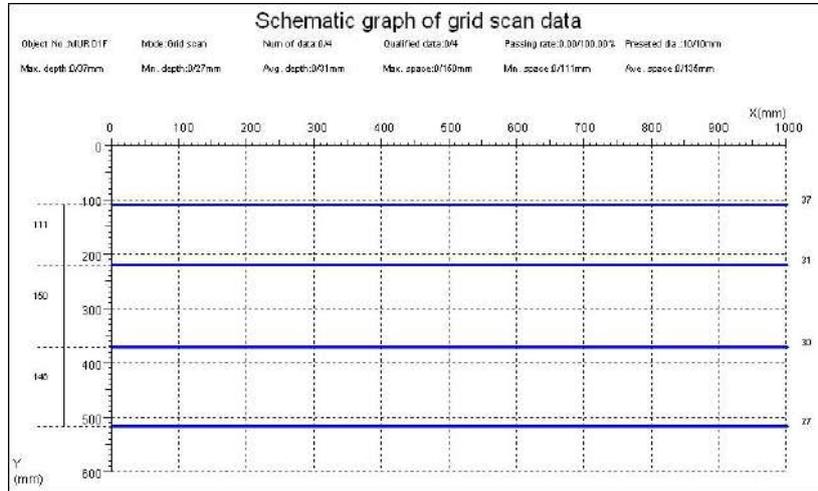


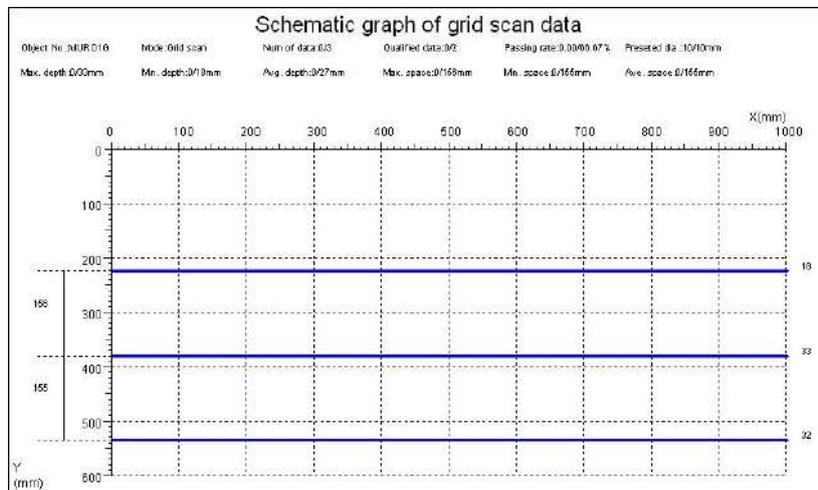
Figura 3: Distribución de acero de refuerzo vertical en el Murete de estudio

Data Id.	Y01-1	Y01-2	Y01-3
Depth(mm)	18	33	32
Deviation(mm)	-12	3	2
Distance(mm)	224	380	535



**Figura 7: Distribución del acero de refuerzo horizontal en el murete**

Data Id.	Y01-1	Y01-2	Y01-3	Y01-4
Depth(mm)	37	31	30	27
Deviation(mm)	7	1	0	-3
Distance(mm)	110	221	371	517



**Figura 8: Distribución del acero de refuerzo horizontal en el murete**

Data Id.	X01-1	X01-2	X01-3	X01-4	X01-5	X01-6
Depth(mm)	38	72	62	42	36	34
Deviation(mm)	-2	32	22	2	-4	-6
Distance(mm)	36	335	484	634	732	876

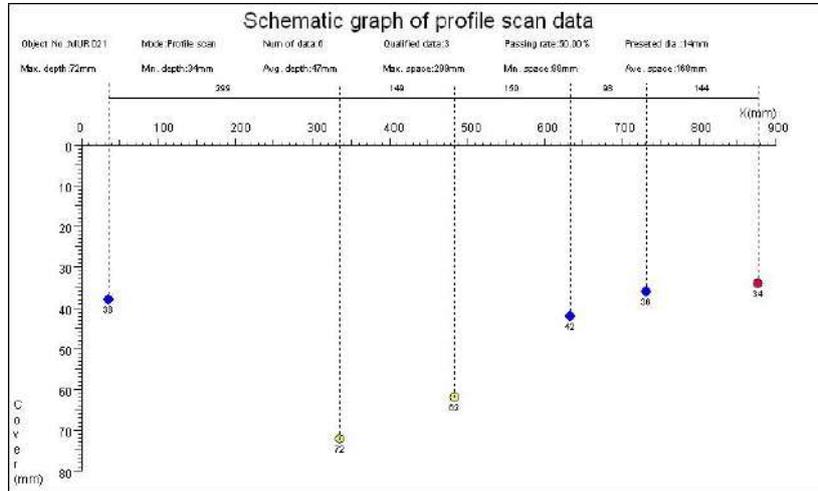


Figura 9: Medida de la profundidad del acero de refuerzo en el murete.

- **Viga de estudio**

Data Id.	Y01-1	Y01-2
Depth(mm)	28	25
Deviation(mm)	18	15
Distance(mm)	54	176

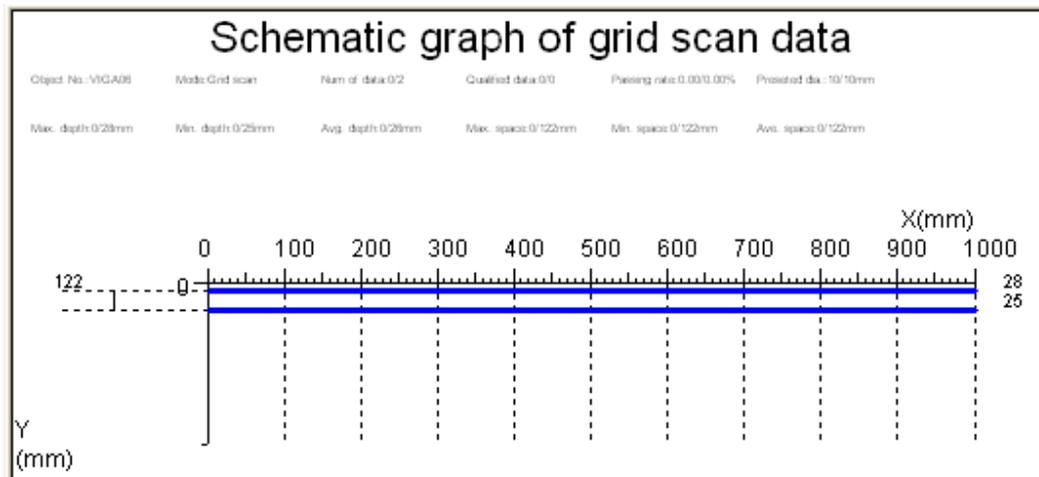
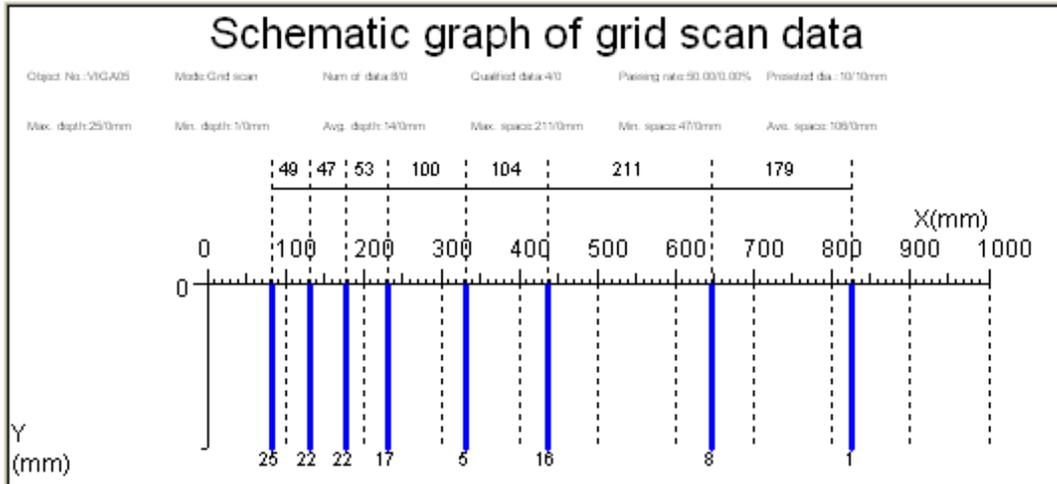


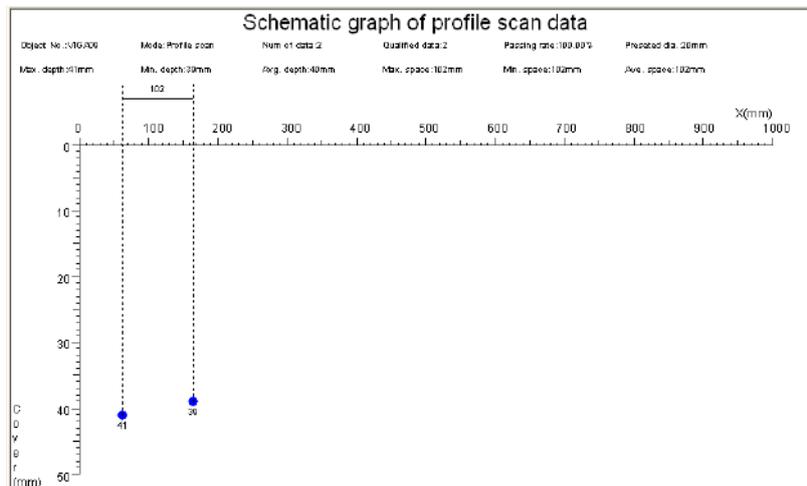
Figura 10: Distribución del acero de refuerzo horizontal en la viga de estudio

Data Id.	X01-1	X01-2	X01-3	X01-4	X01-5	X01-6	X01-7	X01-8
Depth(mm)	25	22	22	17	5	16	8	1
Deviation(mm)	15	12	12	7	-5	6	-2	-9
Distance(mm)	82	131	178	231	331	435	646	825



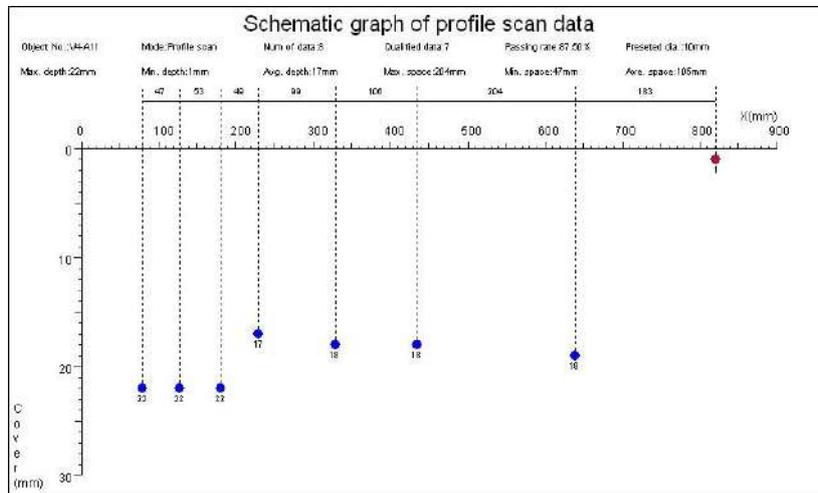
**Figura 11: Distribución del acero de refuerzo vertical en la viga de estudio**

Data Id.	X01-1	X01-2
Depth(mm)	41	39
Deviation(mm)	-4	-6
Distance(mm)	63	165



**Figura 12: Medida de la profundidad del acero de refuerzo en la viga.**

Data Id.	X01-1	X01-2	X01-3	X01-4	X01-5	X01-6	X01-7	X01-8
Depth(mm)	22	22	22	17	18	18	19	1
Deviation(mm)	10	10	10	5	6	6	7	-11
Distance(mm)	80	127	180	229	328	434	638	821



*Figura 13: Medida de la profundidad del acero de refuerzo en la viga.*

## 9. PANEL FOTOGRAFICO

- Elaboración del murete y viga de estudio:



*Figura 14. Encofrado, colocación del acero y elaboración del concreto del murete de estudio.*



*Figura 15: Encofrado y colocación del acero de la viga de estudio*

- Escaneo del acero horizontal y vertical del murete y viga de estudio:



*Figura 16: Verificación del refuerzo de acero y utilización del escáner en el murete de estudio.*



*Figura 17: Verificación del refuerzo de acero y utilización del escáner en la viga de estudio.*

**ANEXO 4. Informe técnico de  
verificación en los elementos  
estructurales de los edificios antiguo y  
nuevo de la facultad de ingeniería civil.**

## **1. INTRODUCCIÓN:**

El presente informe tiene la finalidad reflejar los resultados de la exploración y escaneo de la armadura interna de los elementos estructurales de los bloques A, B y C de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.

## **2. OBJETIVO:**

El presente estudio tiene por objetivo:

- Ubicación y orientación de las barras de refuerzo de los elementos estructurales vigas y columnas en los bloques A, B y C de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.
- Espesor del recubrimiento de concreto sobre las barras de refuerzo en los bloques A, B y C de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.

## **3. EQUIPO UTILIZADOS:**

Este ensayo fue realizado por el equipo MULTIFUNCTION REBAR DETECTOR de modelo R800 de la empresa ZBL SCI &TECH.

## **4. DESCRIPCION DEL TRABAJO**

El escaneo de la armadura interna de las columnas y vigas en los bloques A, B y C se realiza el siguiente procedimiento :

- Preparación y configuración del equipo MULTIFUNCTION REBAR DETECTOR de modelo R800.
- Ubicación de las áreas de exploración, que han sido seleccionados por la tipología y accesibilidad de los elementos estructurales de los bloques A, B y C.
- Escaneo de las áreas seleccionadas de los bloques A, B y C.
- Interpretación de los resultados y preparación de las hojas de registro de detección de acero de refuerzo.

-

## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Se realizaron ensayos de Detección de refuerzo de acero en diferentes vértices (A, B, C, D, E, F, G y H) y niveles de los bloques 13 y 14 de los edificios nuevos de la Facultad de Ingeniería Civil. En este ensayo se identificó la distribución de acero horizontal (Refuerzo Longitudinal) y acero Vertical (Refuerzo vertical) a diferentes profundidades de cada cara de las columnas mostrando recubrimientos de hasta 80mm.
- La distribución de refuerzo vertical en columnas con código CO-2D, CO-3B, CO-G3, CO-4C del bloque 13 difiere de la distribución de acero vertical del plano de hasta 6cm debido al error de amarre de estribos en el proceso constructivo en el armado de acero.
- Se realizaron los ensayos de detección de acero de refuerzo en los elementos estructurales del Bloque A, lo cual se escanearon 11 vigas, 11 columnas y 2 nudos en todo el edificio en diferentes niveles, lo cual se identificó la distribución del acero longitudinal (Refuerzo Longitudinal) y acero Vertical (Refuerzo vertical) a diferente recubrimiento de concreto sobre las barras de refuerzo que varían de 30mm a 56mm. Así mismo la distribución del acero longitudinal y transversal en todas las vigas y columnas analizadas coincide con el número de varillas de los planos, también el acero transversal en las vigas y columnas coincide con el espaciamiento y el número de estribos con los planos del edificio, no existe estribos en los nudos que forman las vigas y columnas
- En los tres edificios que se realizó el escaneo se demuestra que el recubrimiento de concreto sobre las barras de refuerzo no es uniforme.
- Las lecturas del escaneo de acero de los edificios del nuevo Bloque 12 y 13 se realizó tomando en cuenta el tarrajeo de los elementos estructurales (vigas y columnas), mientras

que las lecturas de escaneo de acero del edificio antiguo los elementos estructurales tienen un acabado caravista.

## 6. PANEL FOTOGRAFICO DE ESCANEADO

### COLUMNAS DEL BLOQUE A Y B

*Fotografía 1: Uso del escáner R-600 en la verificación de acero en las columnas CO#2G y CO-2D del bloque B y C de la FIC*



*Fotografía 2: Uso del escáner R-600 en la verificación de acero en las columnas CO#4A y CO#4F del bloque B y C de la FIC*



Fotografía 3: Uso del escáner R-600 en la verificación de acero en las columnas CO#2G y CO#5H del bloque B y C de la FIC



Fotografía 4: Uso del escáner R-600 en la verificación de acero en las columnas CO#2G y CO#5H del bloque B y C de la FIC



## COLUMNAS DEL BLOQUE A

Fotografía 5: Uso del escáner R-600 en la verificación de acero en las columnas CA-1A y CA-5F del Bloque A de la FIC



Fotografía 6: Uso del escáner R-600 en la verificación de acero en las columnas CA-1A y CA-5F del Bloque A de la FIC



## **VIGAS DEL BLOQUE B Y C**

*Fotografía 7: Uso del escáner R-600 en la verificación de acero en las Vigas 3V#PA y 3V#PE del bloque B y C de la FIC*



*Fotografía 8: Uso del escáner R-600 en la verificación de acero en las Vigas 5V3PE y V3-AB del bloque B y C de la FIC*



## **VIGAS DEL BLOQUE A**

*Fotografía 9: Uso del escáner R-600 en la verificación de acero en las Vigas V3-16 y V3-A2 del Bloque A de la FIC*



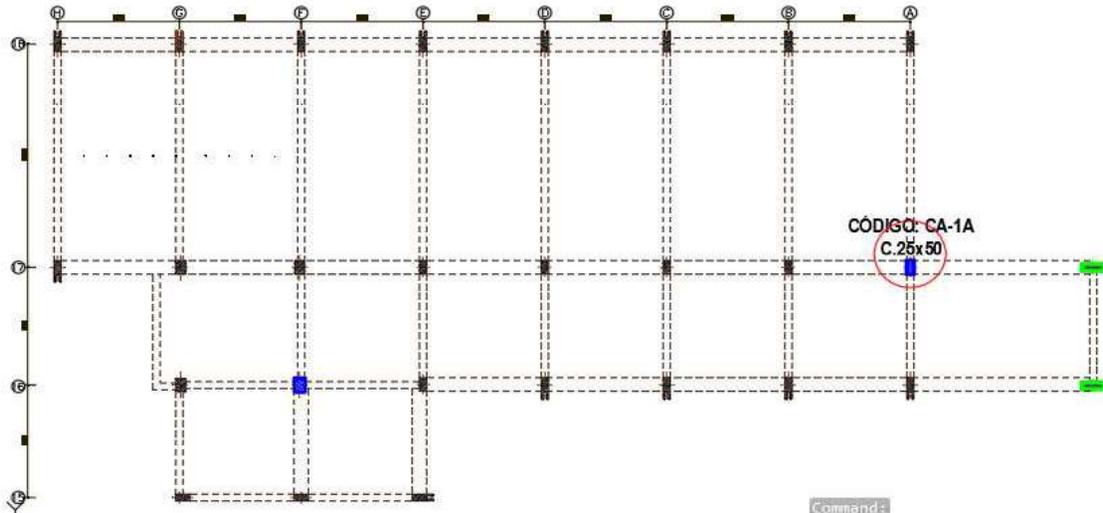
*Fotografía 10: Uso del escáner R-600 en la verificación de acero en las Vigas V4-C1 y V4-C2 del Bloque A de la FIC*



## **7. FICHAS RESUMEN DE LOS ENSAYOS:**

## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

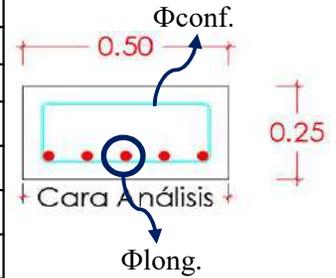
### 1. Ubicación del elemento:



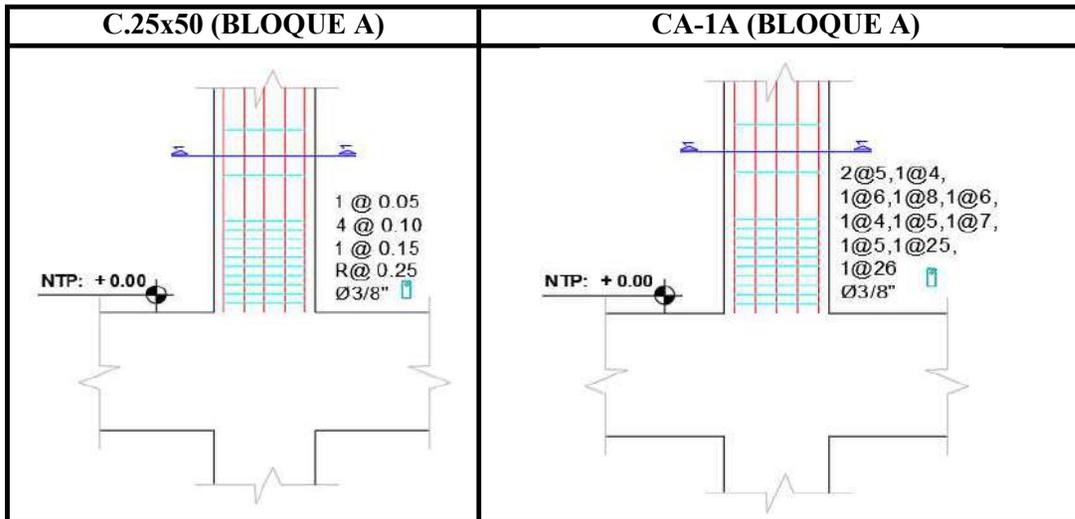
### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Primero
Elemento:	Columna
Código:	CA-1A
Long.Análisis :	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

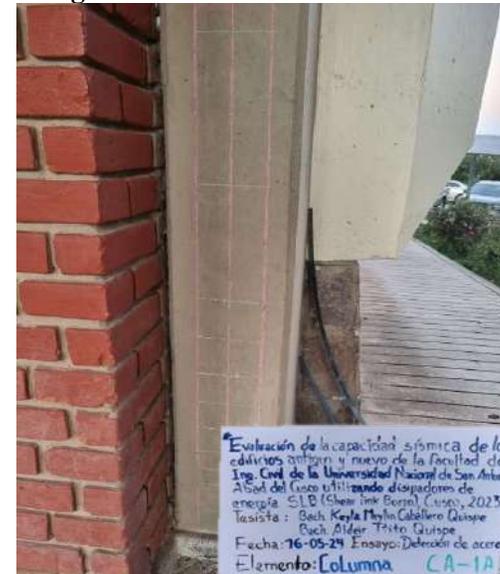
### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Columnas CA-1A:

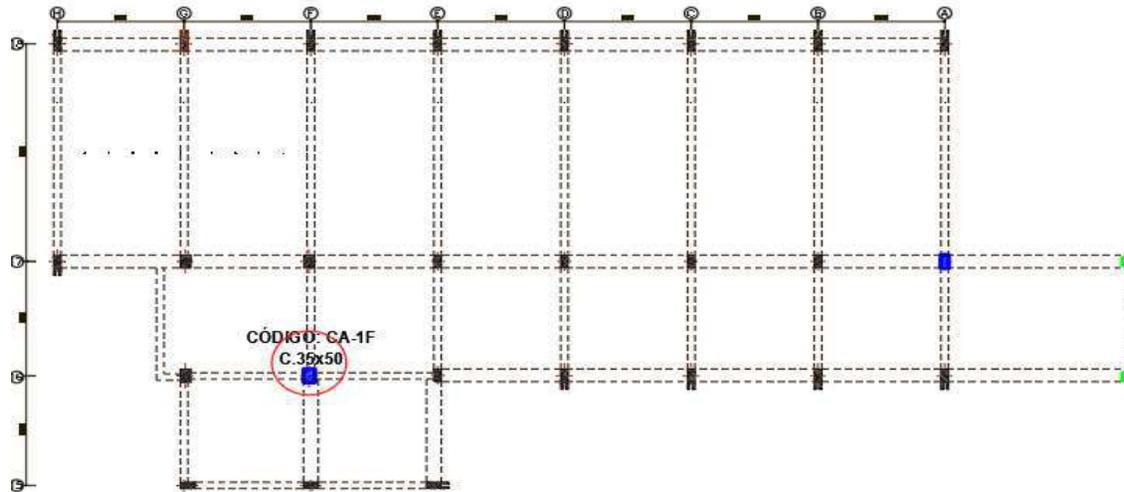


### 5. Fotografía CA-1A:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

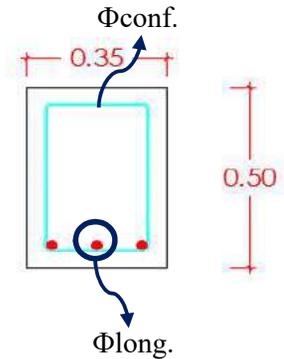
### 1. Ubicación del elemento:



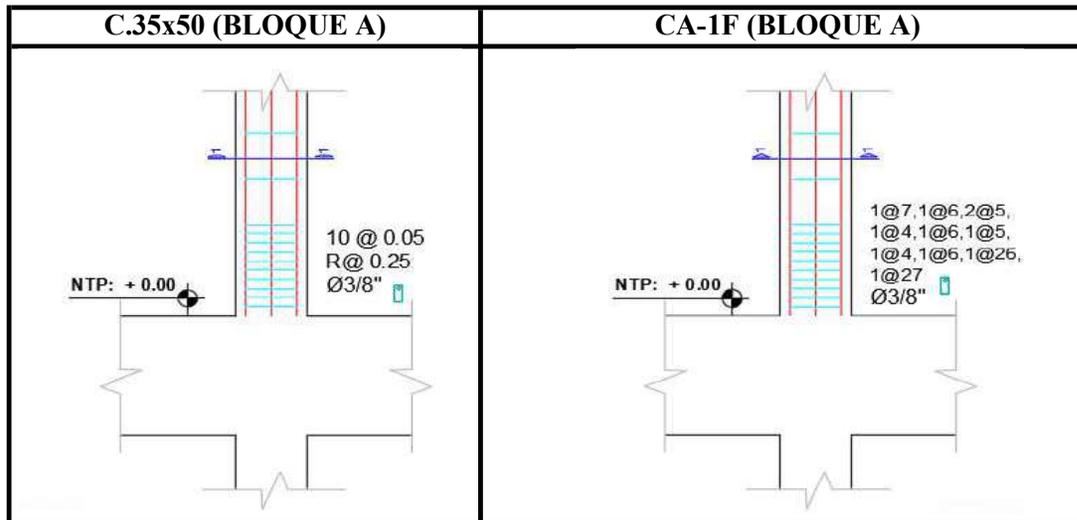
### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Primero
Elemento:	Columna
Código:	CA-1F
Long.Análisis :	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Columnas CA-1F:

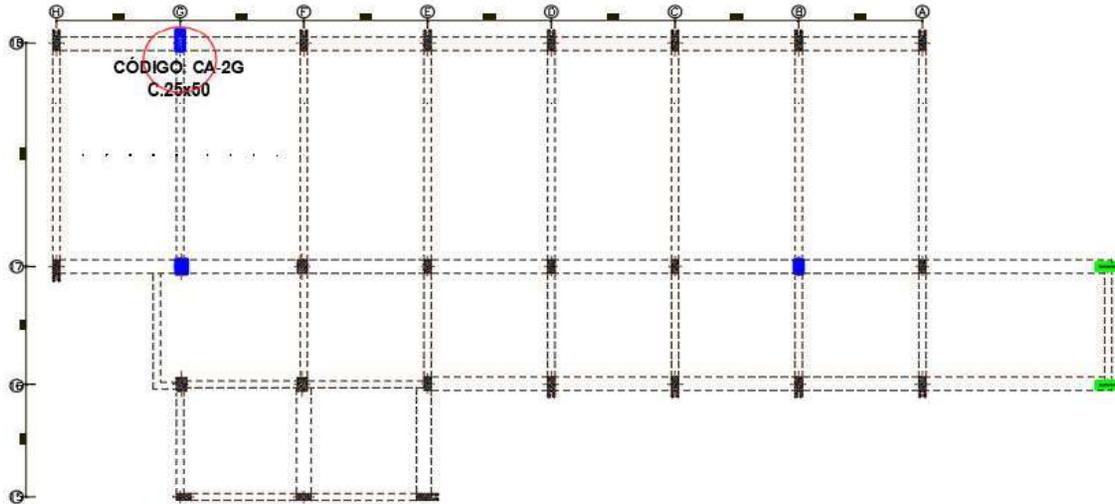


### 5. Fotografía CA-1F:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

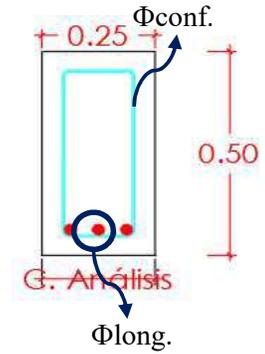
### 1. Ubicación del elemento:



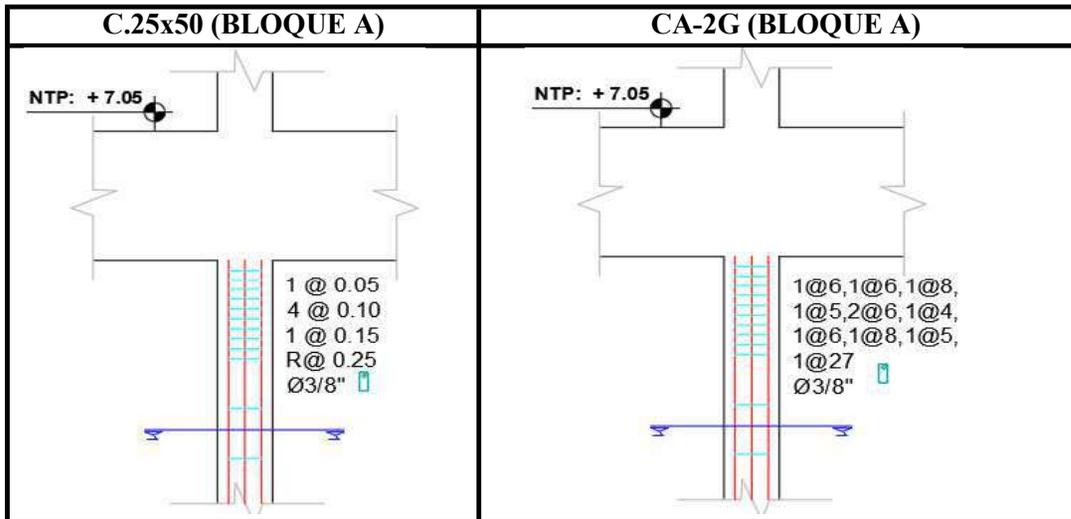
### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Segundo
Elemento:	Columna
Código:	CA-2G
Long.Análisis :	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Columnas CA-2G:



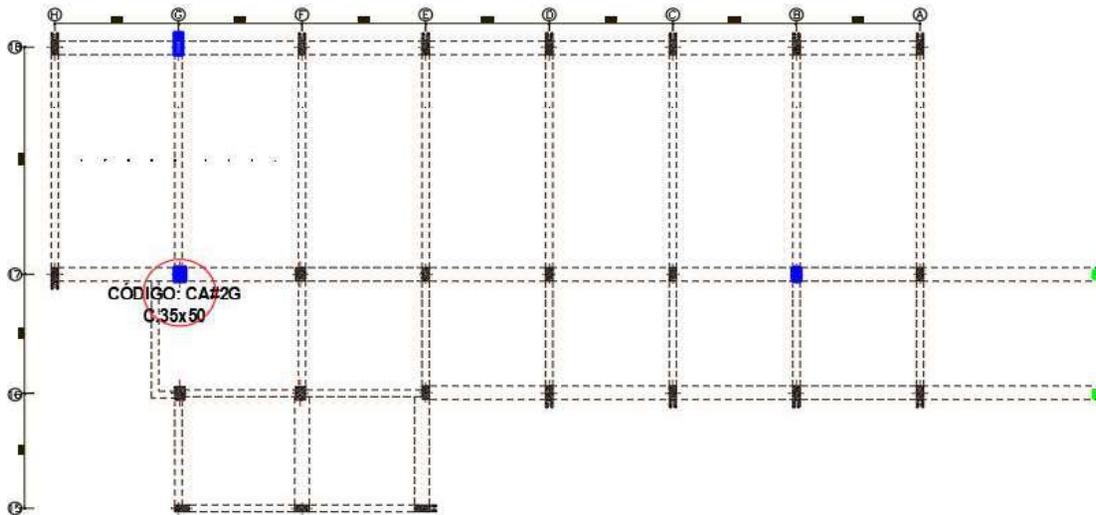
### 5. Fotografía CA-2G:



Evaluación de la capacidad sísmica de los edificios antiguos y nuevos de la Facultad de Ing. Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cuzco utilizando dispositivos de energía SLB (Shear Link Based) Cuzco, 2023  
 Asista: Bach. Keyla Mylin Caballero Quispe  
 Bach. Alder Písto Quiroga  
 Fecha: 21-05-24 Ensayo: Detección de acero  
 Elemento: Columna CA-2G

## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

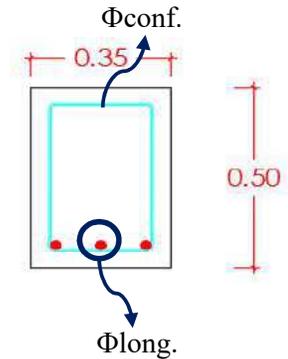
### 1. Ubicación del elemento:



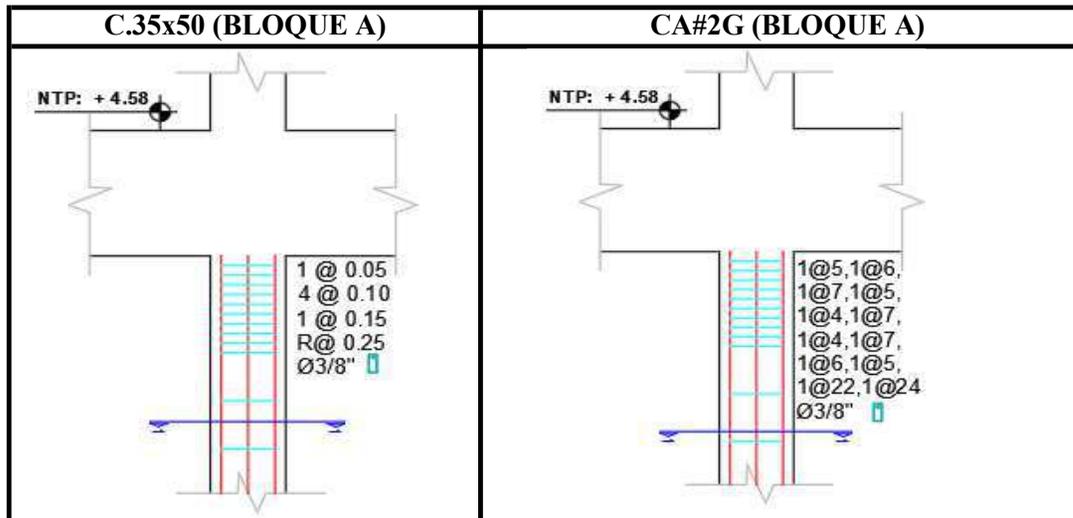
### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Segundo
Elemento:	Columna
Código:	CA#2G
Long.Análisis :	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Columnas CA#2G:

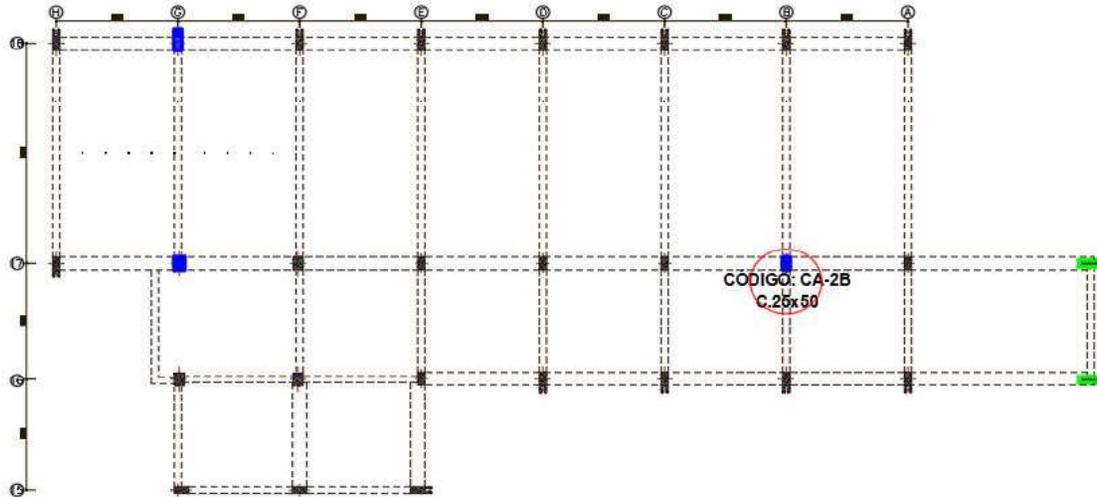


### 5. Fotografía CA#2G:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

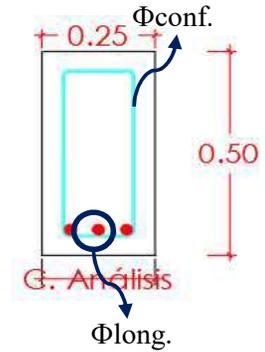
### 1. Ubicación del elemento:



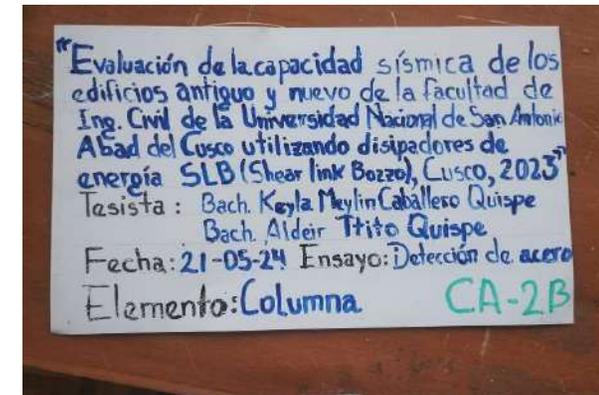
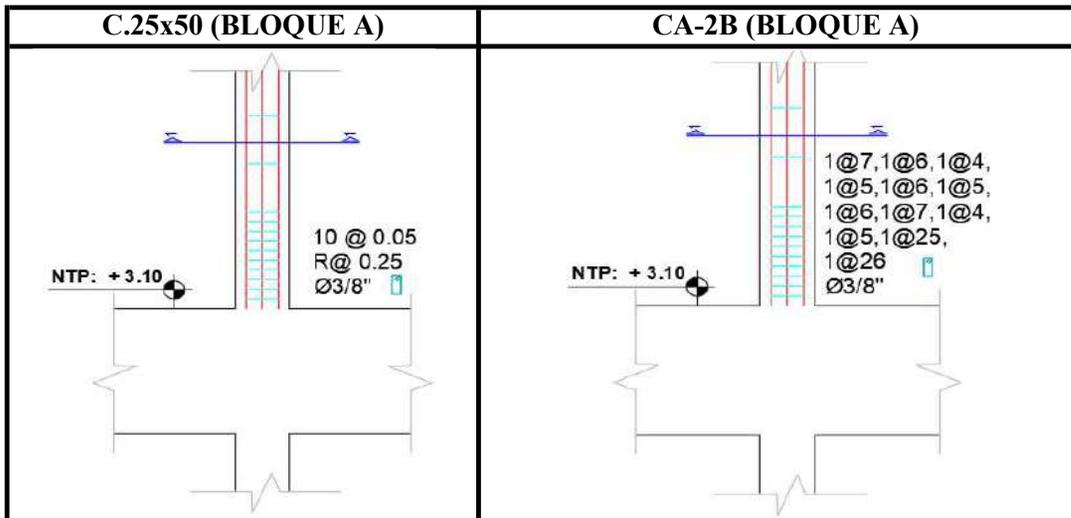
### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Segundo
Elemento:	Columna
Código:	CA-2B
Long.Análisis :	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

### 3. Sección:

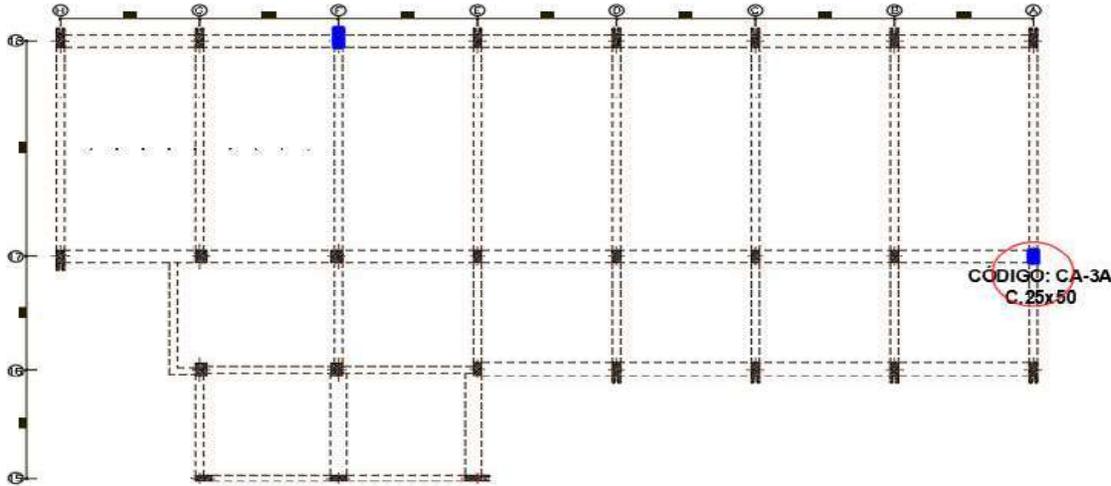


### 4. Distribución de Confinamiento en Columnas CA-2B:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

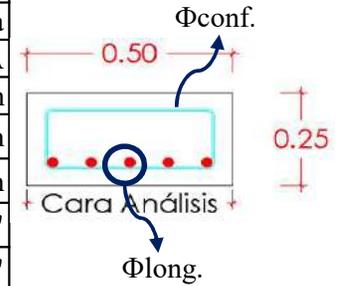
### 1. Ubicación del elemento:



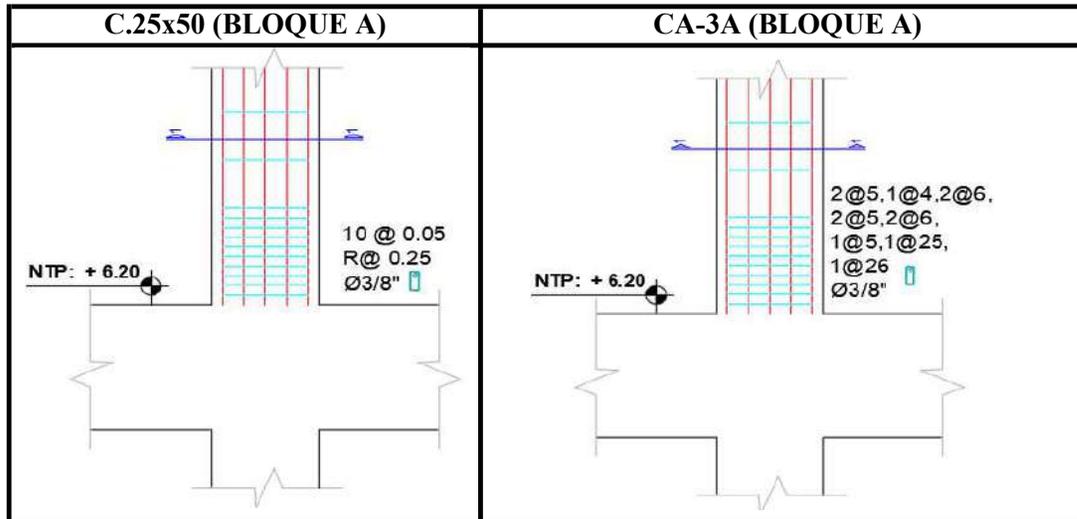
### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Tercer
Elemento:	Columna
Código:	CA-3A
Long.Análisis :	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Columnas CA-3A:



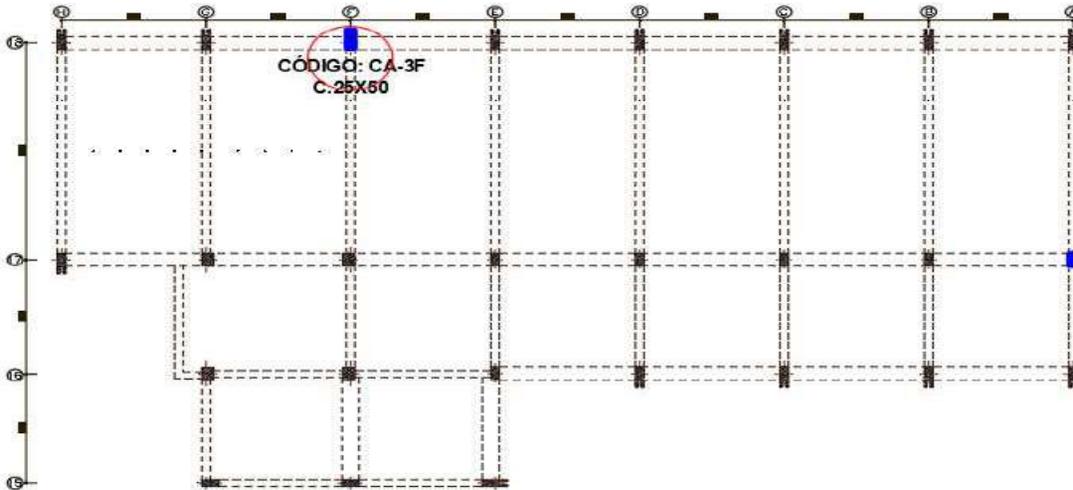
### 5. Fotografía CA-3A:



Evaluación de la capacidad sísmica de los edificios existentes a través de la detección del nivel del acero y la inspección visual de los elementos de la estructura.  
Proyecto: Evaluación y reparación de la estructura de la Torre de la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa.  
Fecha: 11-05-2019. Lugar: Torre de la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa.  
Elemento: Columna CA-3A

## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

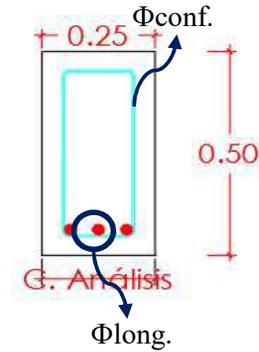
### 1. Ubicación del elemento:



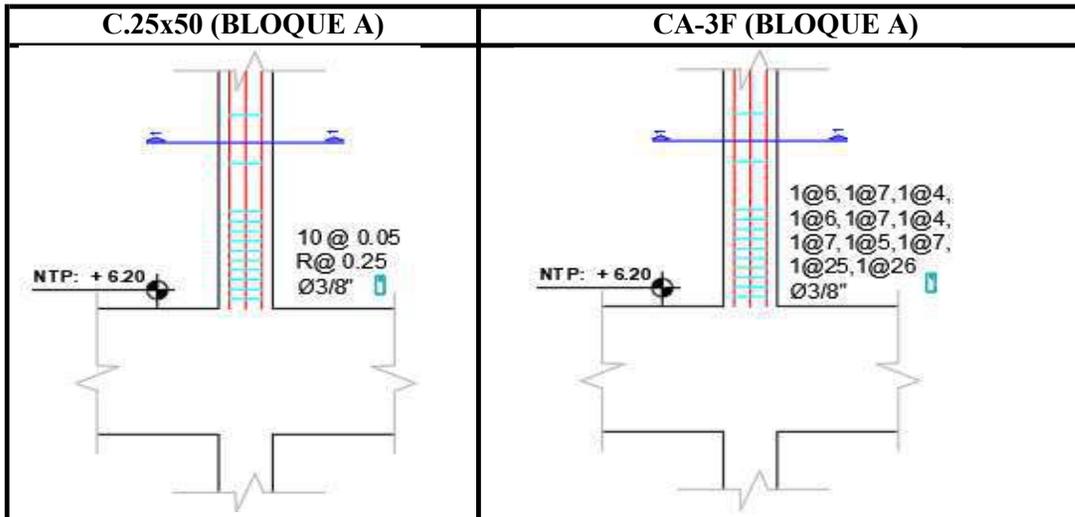
### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Tercer
Elemento:	Columna
Código:	CA-3F
Long.Análisis :	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

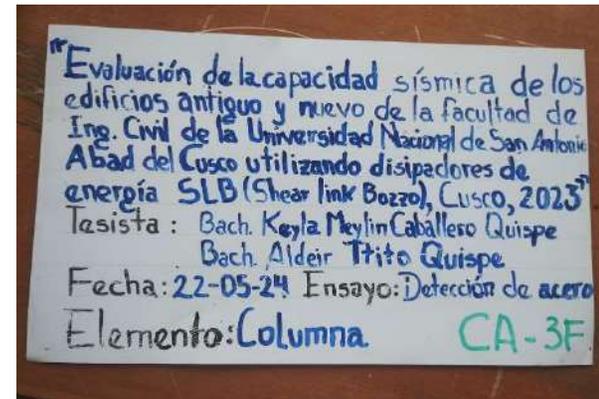
### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Columnas CA-3F:

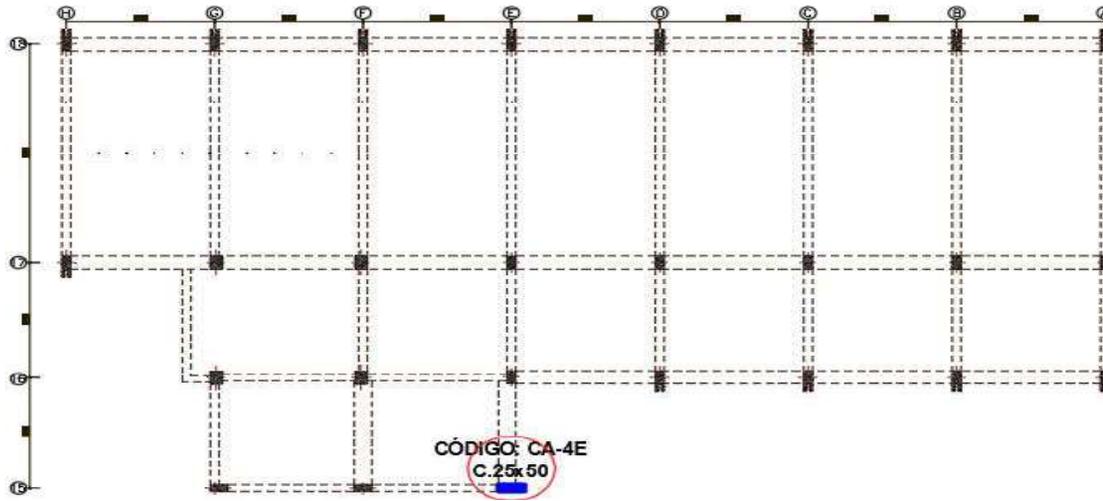


### 5. Fotografía CA-3F:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

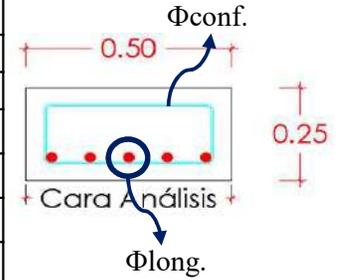
### 1. Ubicación del elemento:



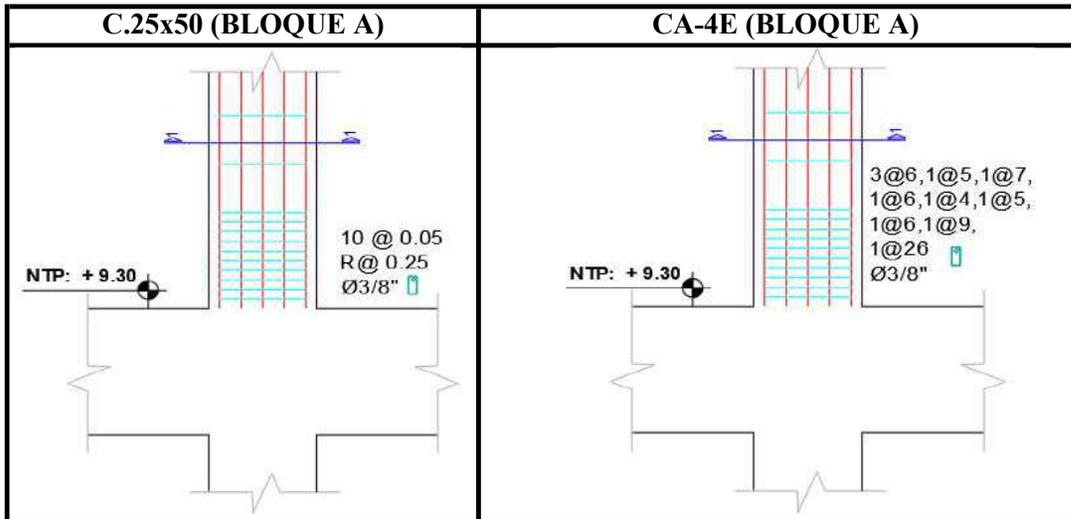
### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Cuarto
Elemento:	Columna
Código:	CA-4E
Long.Análisis :	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

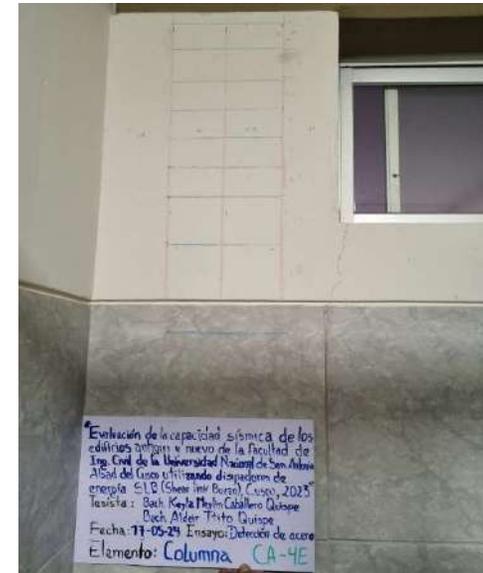
### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Columnas CA-4E:

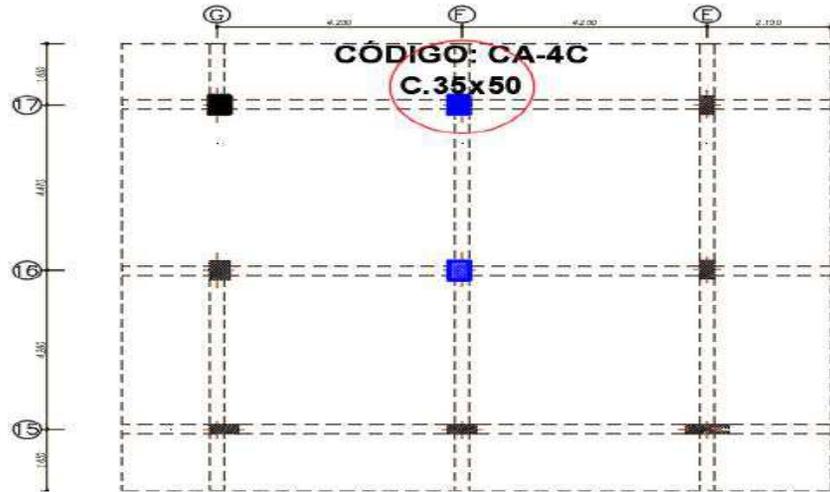


### 5. Fotografía CA-4E:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

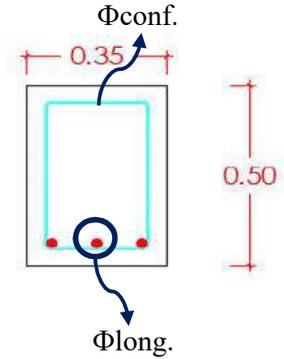
### 1. Ubicación del elemento:



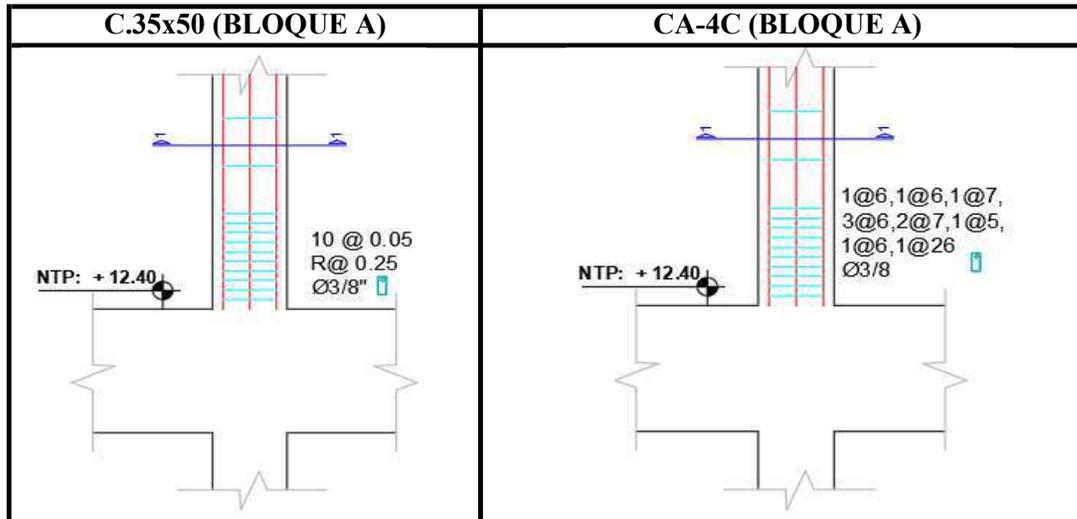
### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Quinto
Elemento:	Columna
Código:	CA-4C
Long.Análisis :	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Columnas CA-4C:

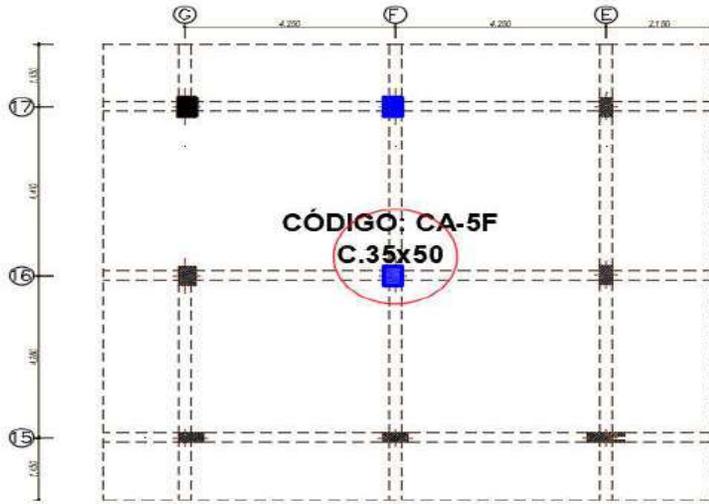


### 5. Fotografía CA-4C:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

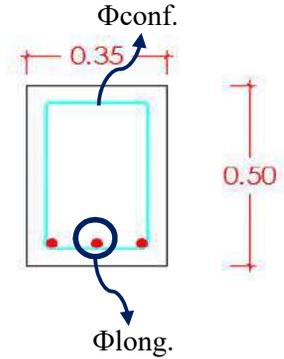
### 1. Ubicación del elemento:



### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Quinto
Elemento:	Columna
Código:	CA-5F
Long.Análisis :	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Columnas CA-5F:

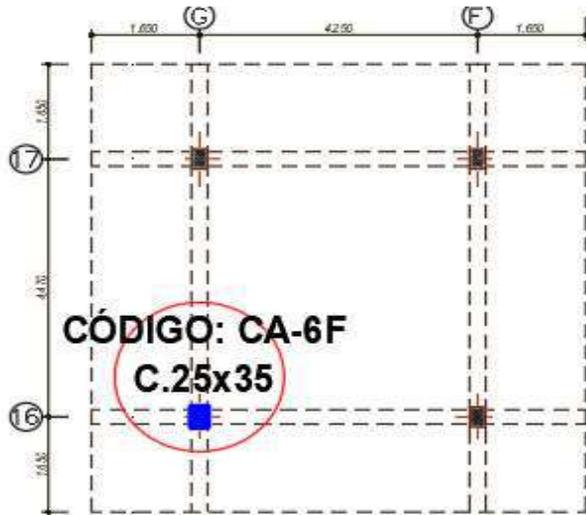
C.35x50 (BLOQUE A)	CA-5F (BLOQUE A)
<p>10 @ 0.05 R@ 0.25 <math>\Phi 3/8"</math></p> <p>NTP: +12.40</p>	<p>1@6, 1@8, 1@7, 1@8, 2@7, 1@9, 3@6, 1@27 <math>\Phi 3/8"</math></p> <p>NTP: +12.40</p>

### 5. Fotografía CA-5F:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

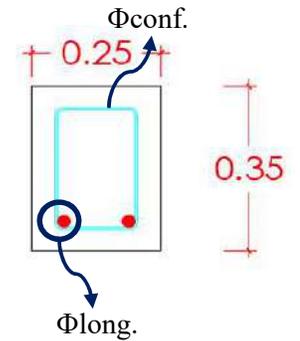
### 1. Ubicación del elemento:



### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Sexto
Elemento:	Columna
Código:	CA-6F
Long.Análisis :	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Columnas CA-6F:

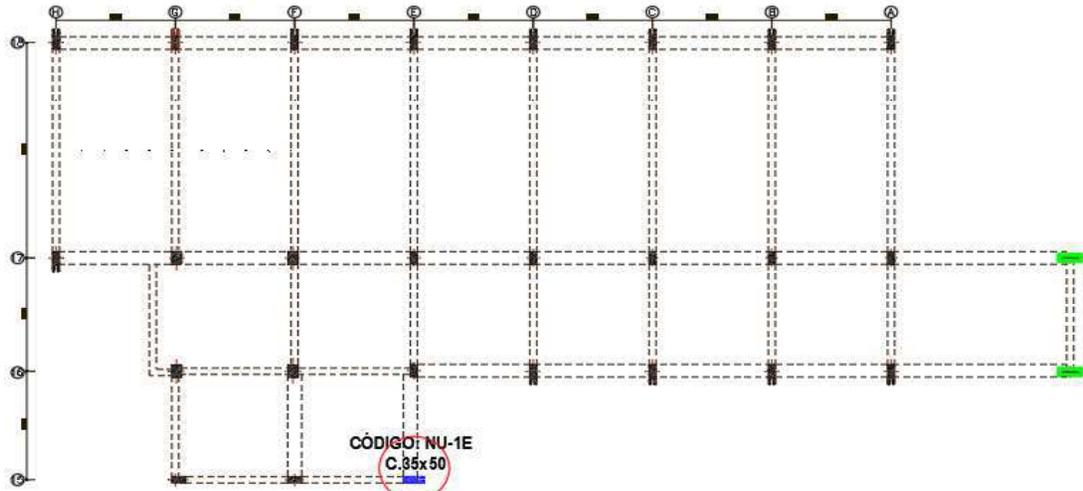
C.35x50 (BLOQUE A)	CA-6F (BLOQUE A)

### 5. Fotografía CA-6F:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

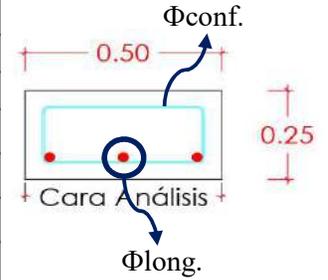
### 1. Ubicación del elemento:



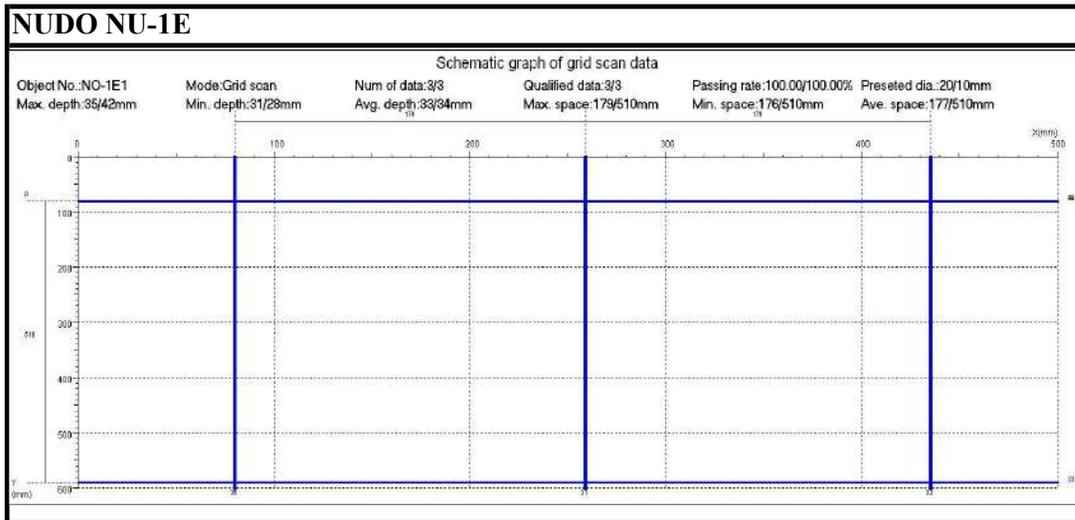
### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Cuarto
Elemento:	Nudo
Código:	NU-1E
Long.Análisis :	1.30 m
$r_{max}$	0.05 m
$r_{min}$	0.04 m
$\Phi_{long.}$	1"
$\Phi_{conf.}$	3/8"

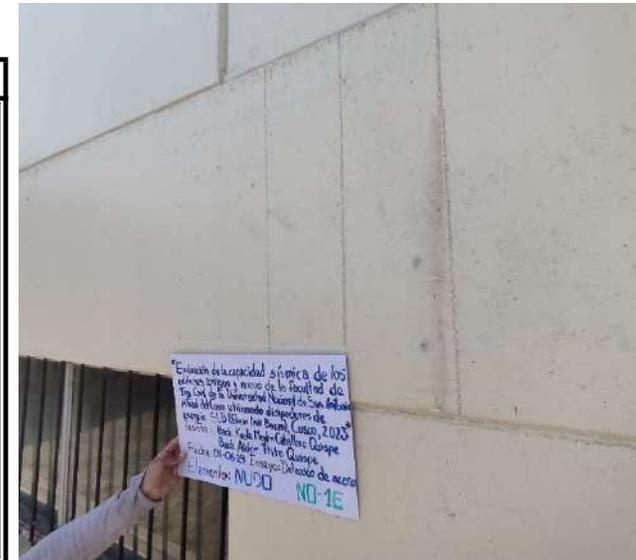
### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en el nudo NU-1E:

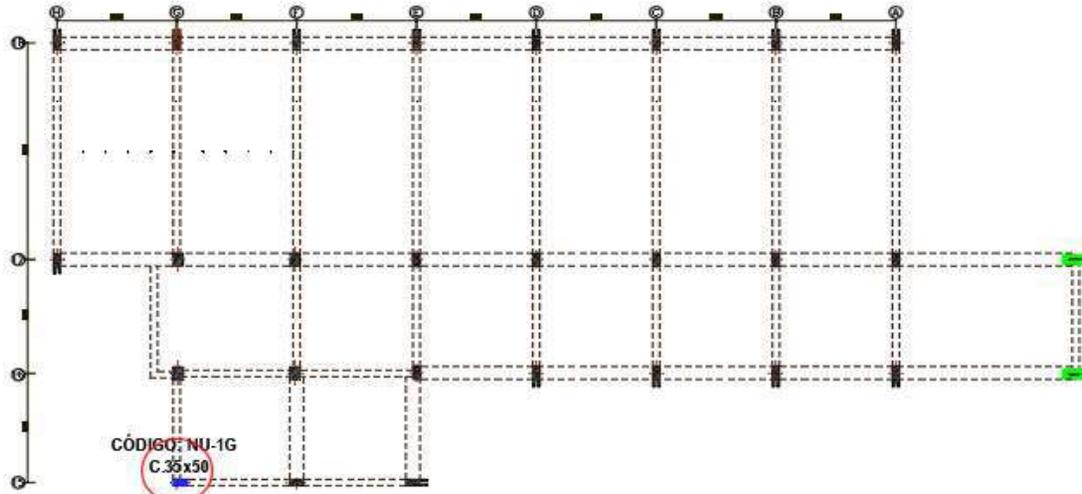


### 5. Fotografía NU-1E:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

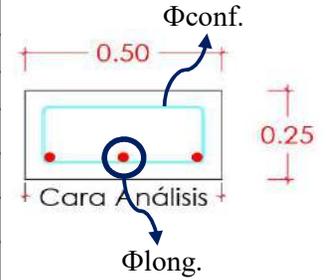
### 1. Ubicación del elemento:



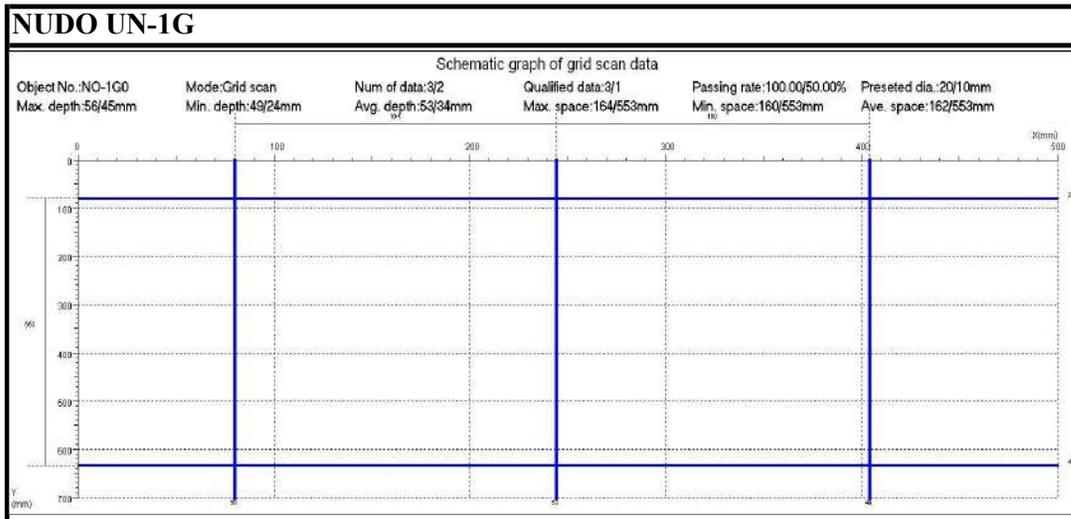
### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Cuarto
Elemento:	Nudo
Codigo:	NU-1G
Long.Analisis :	1.30 m
$r_{max}$ =	0.05 m
$r_{min}$ =	0.04 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

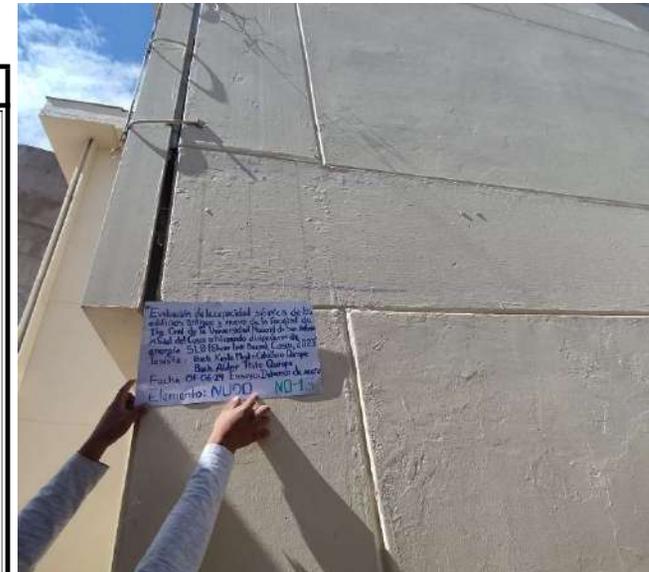
### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en el nudo NU-1G:

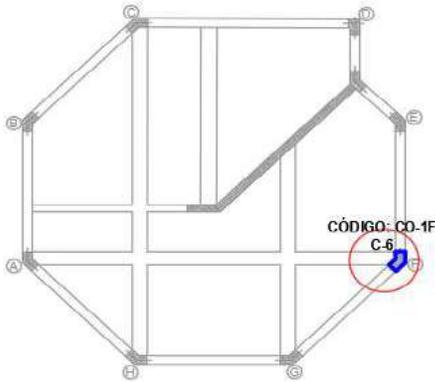


### 5. Fotografía NU-1G:



# HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

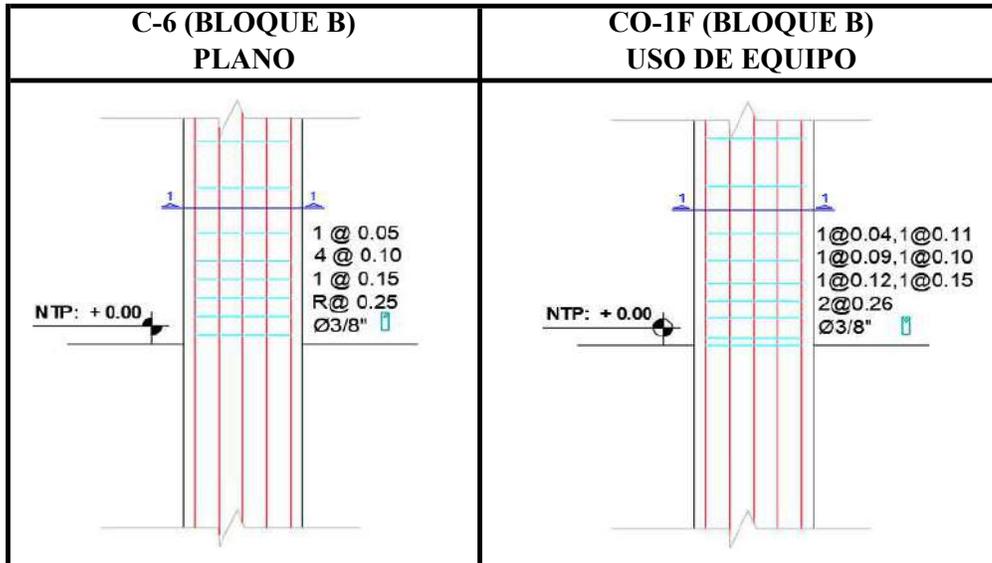
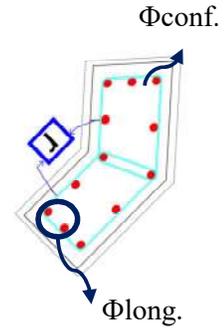
## 1. Ubicación del elemento:



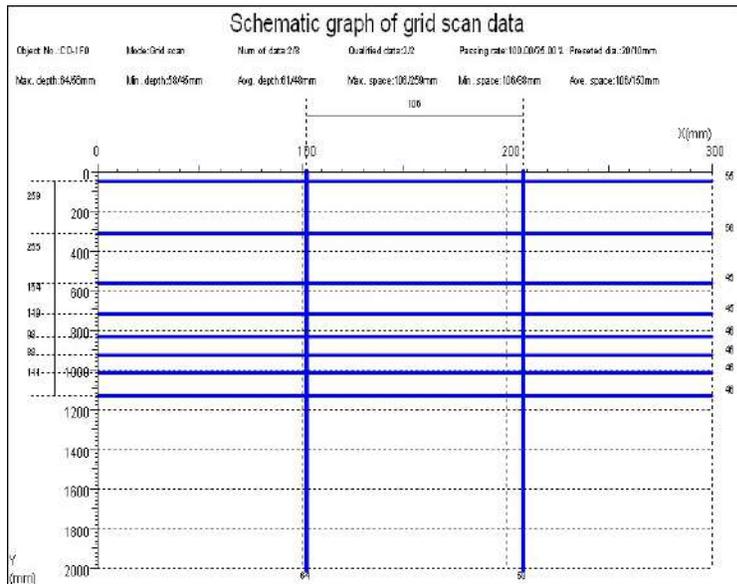
## 2. Características:

Bloque:	B
Nivel:	Primer
Elemento:	Columna
Codigo:	CO-1F
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.06 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

## 3. Sección:



## 4. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

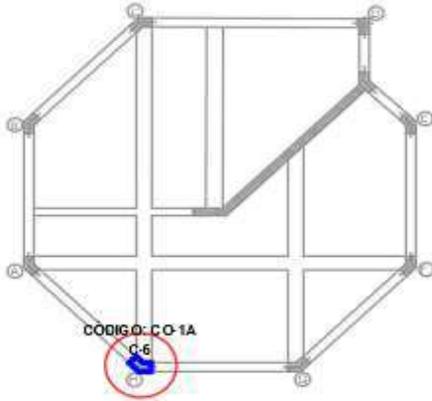


## 5. Fotografía CO-1F



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

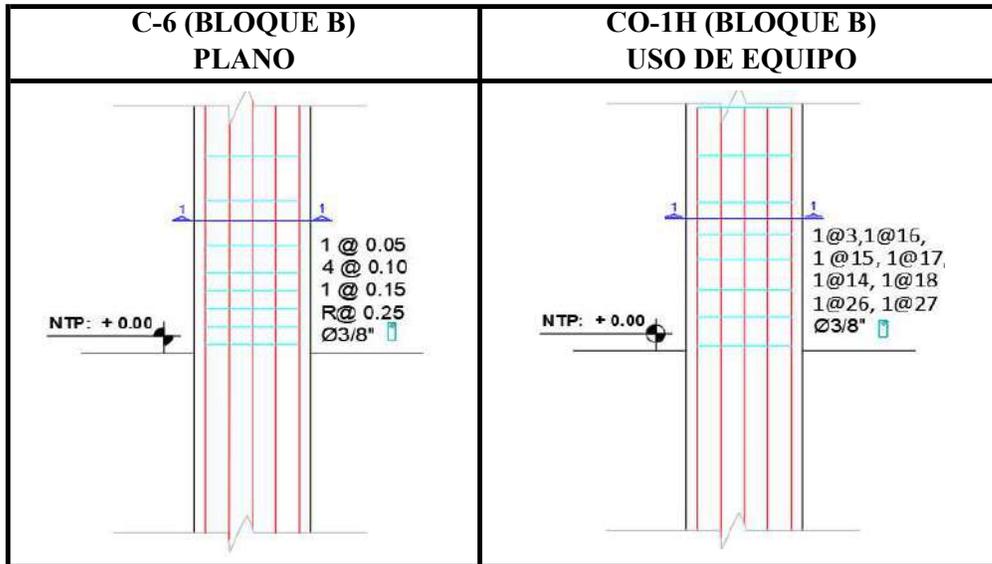
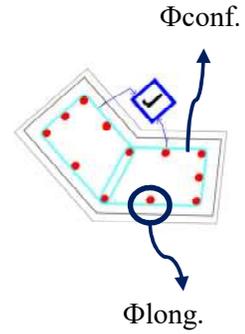
### 1. Ubicación del elemento:



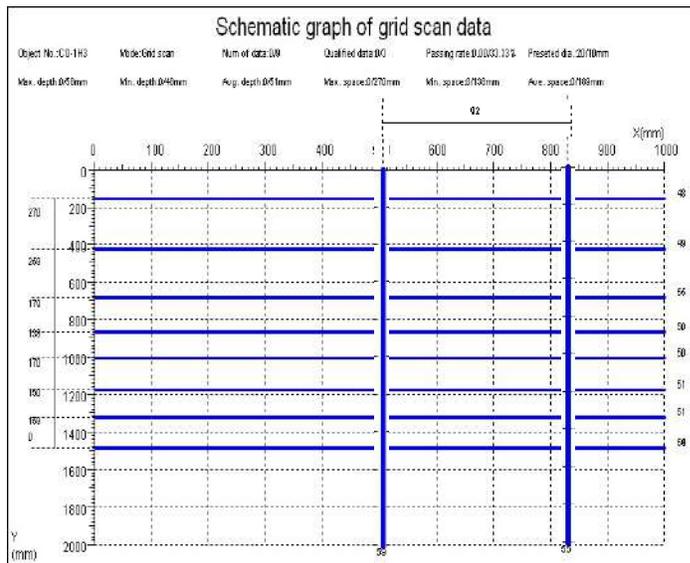
### 2. Características:

Bloque:	B
Nivel:	Primer
Elemento:	Columna
Codigo:	CO-1H
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.06 m
$r_{min}$ =	0.03 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

### 3. Sección:



### 4. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

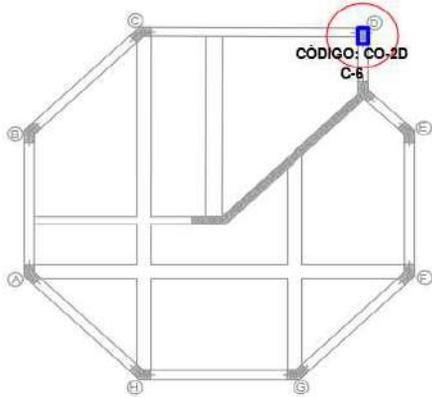


### 5. Fotografía CO-1H



# HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

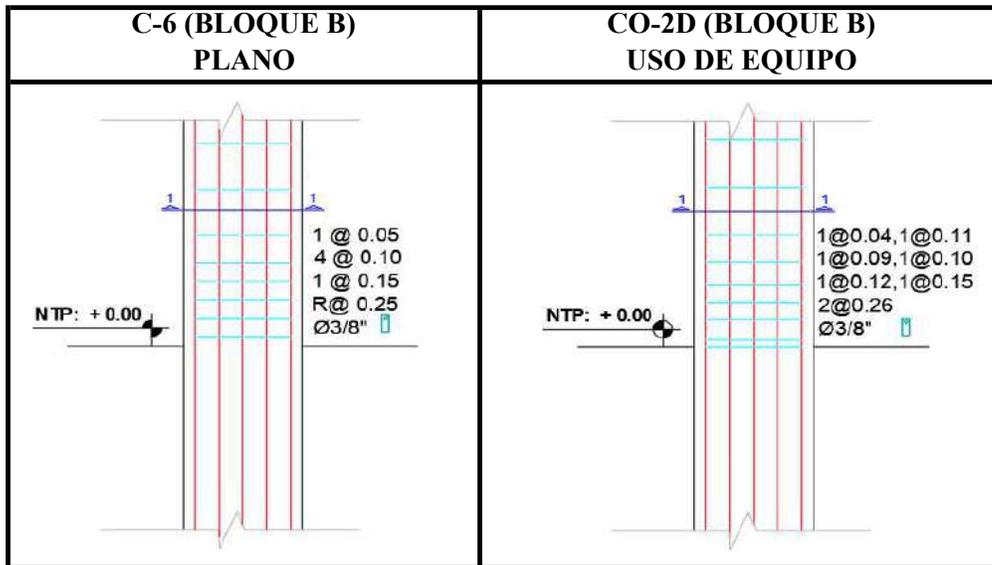
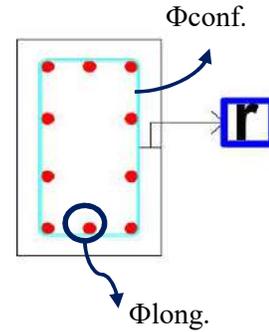
## 1. Ubicación del elemento:



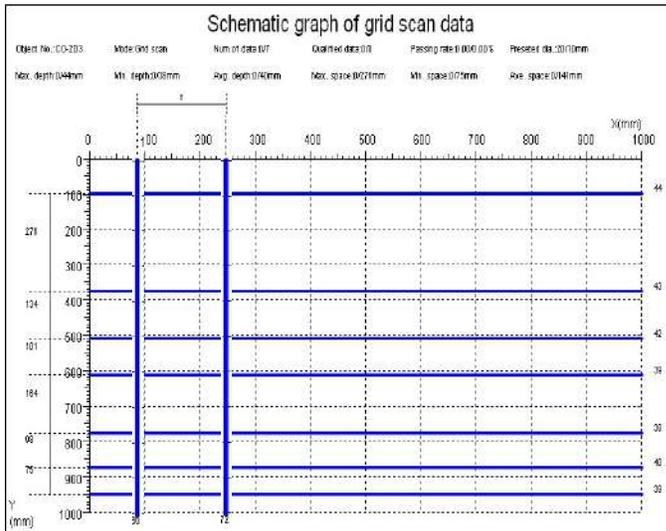
## 2. Características:

Bloque:	B
Nivel:	Segundo
Elemento:	Columna
Codigo:	CO-2D
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.06 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

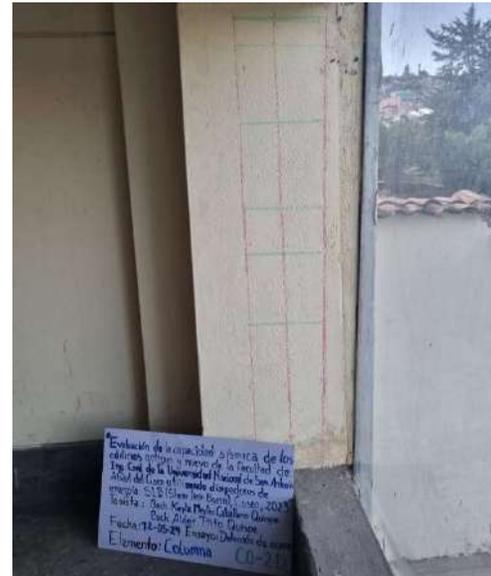
## 3. Sección:



## 4. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

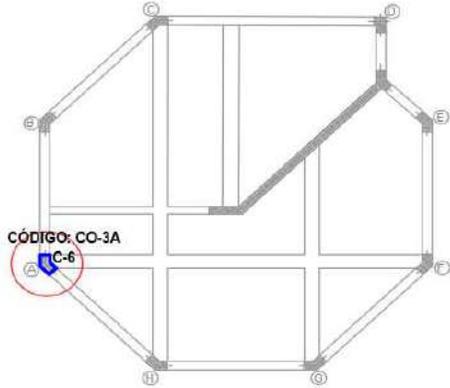


## 5. Fotografía CO-2D



# HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

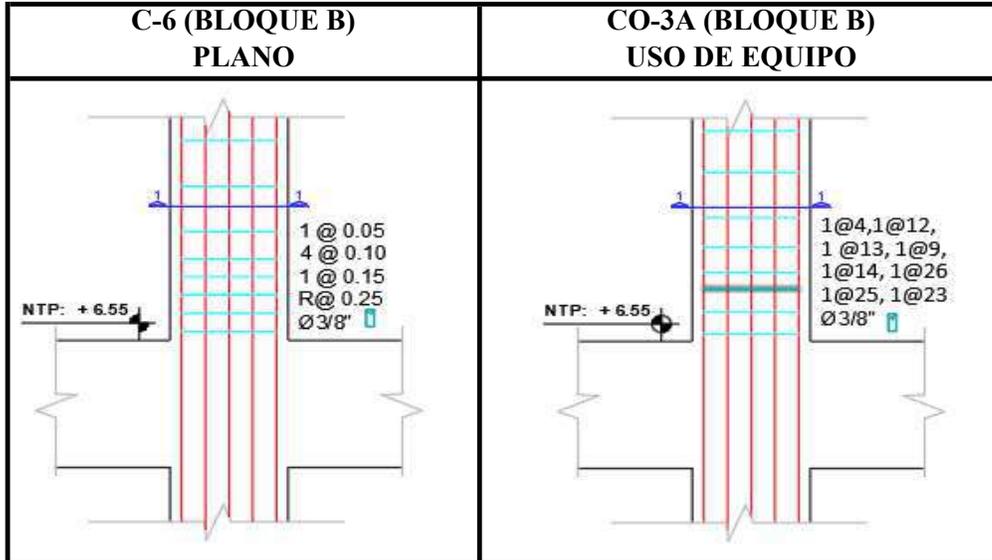
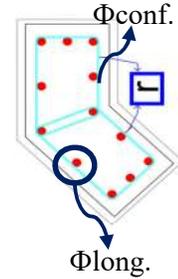
## 1. Ubicación del elemento:



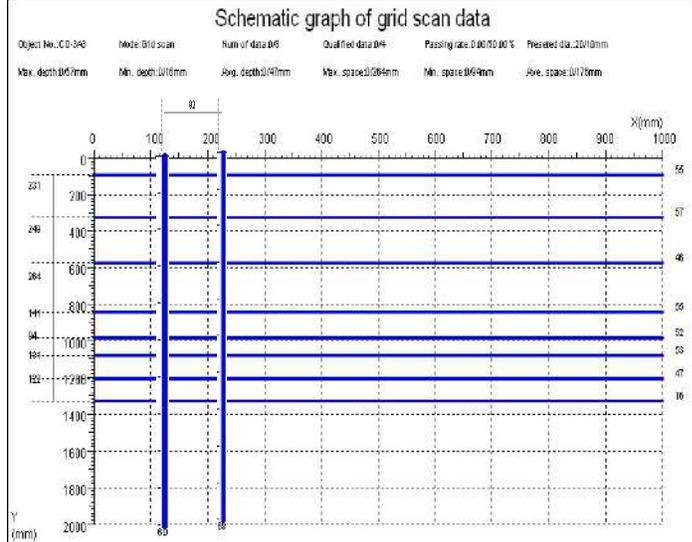
## 2. Características:

Bloque:	B
Nivel:	Tercero
Elemento:	Columna
Codigo:	CO-3A
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.07 m
$r_{min}$ =	0.04 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

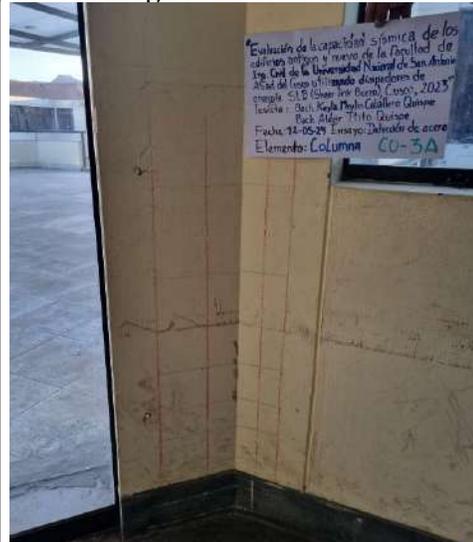
## 3. Sección:



## 4. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

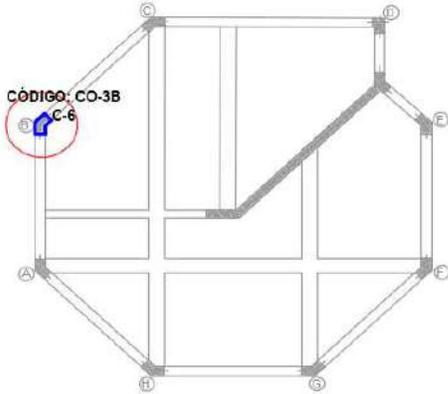


## 5. Fotografía CO-3A



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

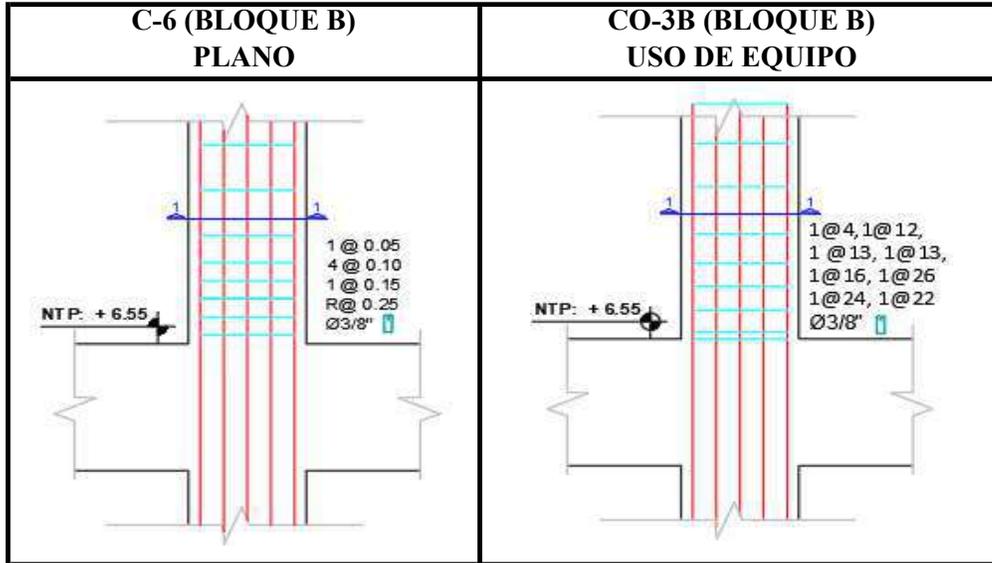
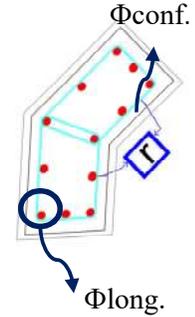
### 1. Ubicación del elemento:



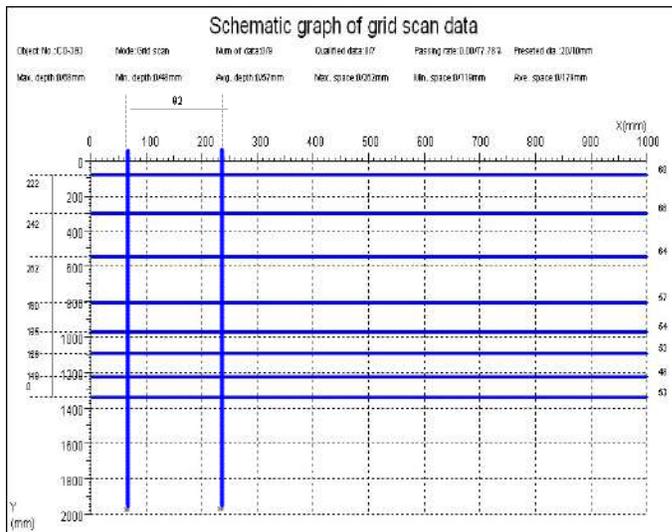
### 2. Características:

Bloque:	B
Nivel:	tercero
Elemento:	Columna
Codigo:	CO-3B
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max} =$	0.07 m
$r_{min} =$	0.04 m
$\Phi_{long.} =$	1"
$\Phi_{conf.} =$	3/8"

### 3. Sección:



### 4. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

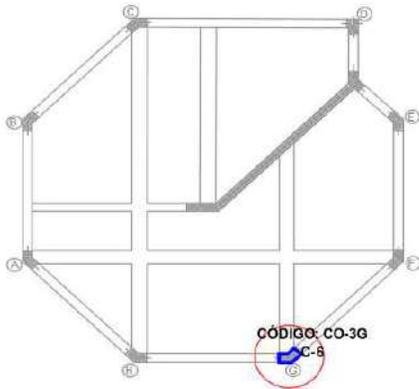


### 5. Fotografía CO-3B



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

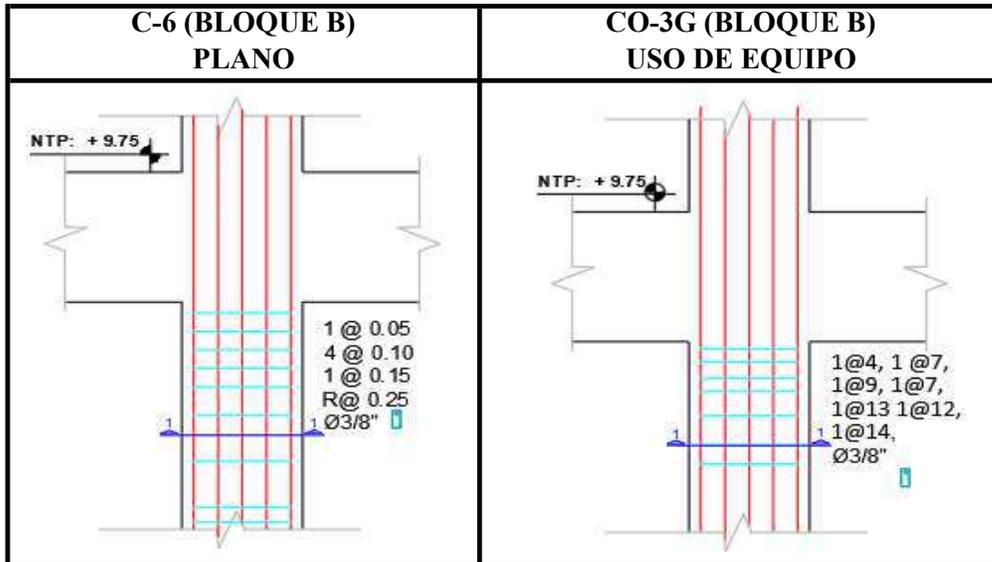
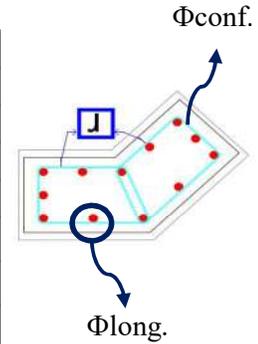
### 1. Ubicación del elemento:



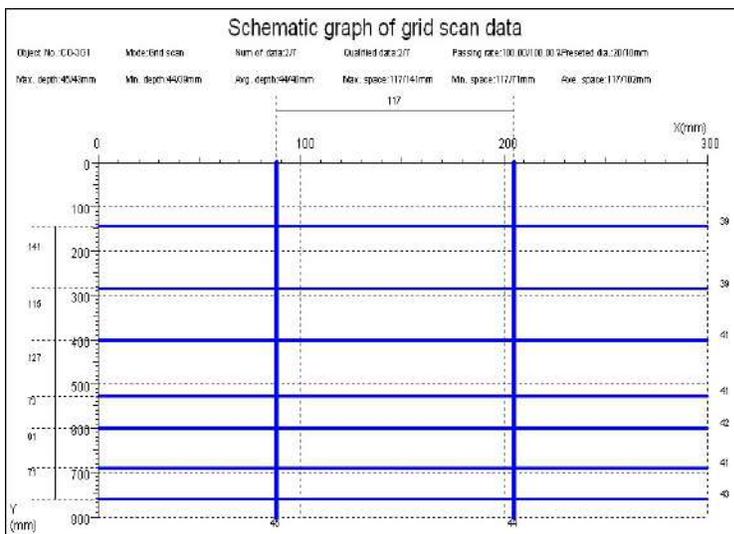
### 2. Características:

Bloque:	B
Nivel:	Tercero
Elemento:	Columna
Código:	CO-3G
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.05 m
$r_{min}$ =	0.04 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

### 3. Sección:



### 4. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

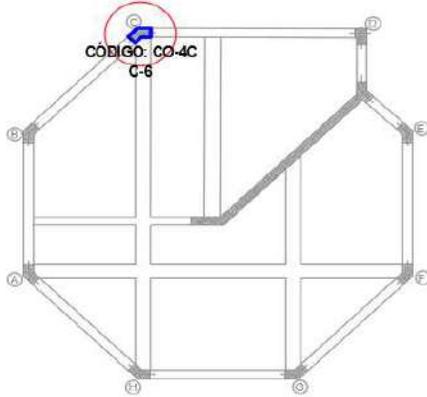


### 5. Fotografía CO-3G



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

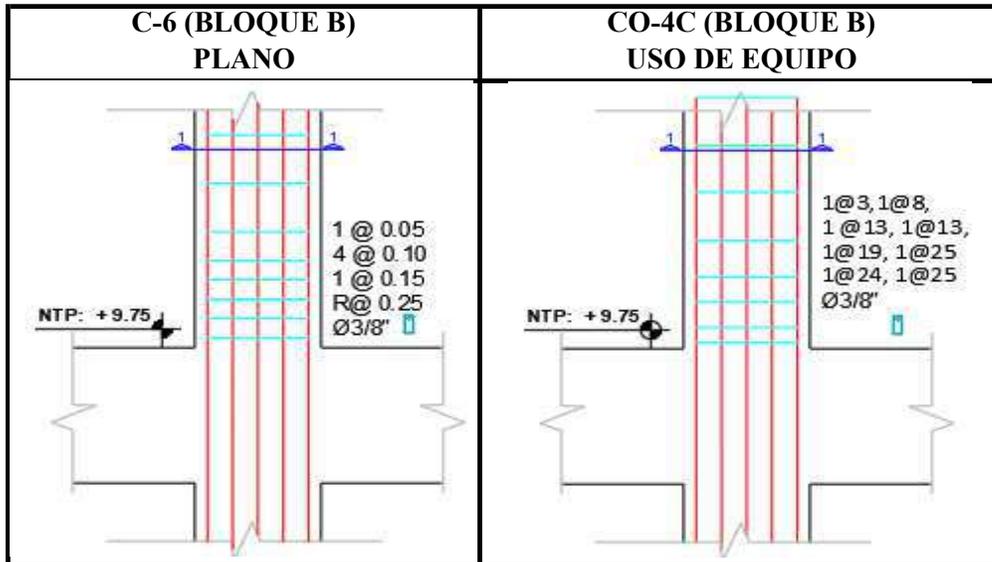
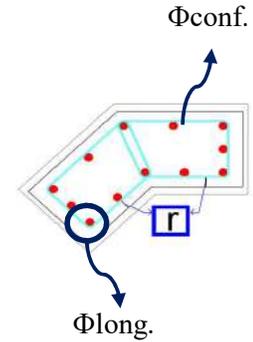
### 1. Ubicación del elemento:



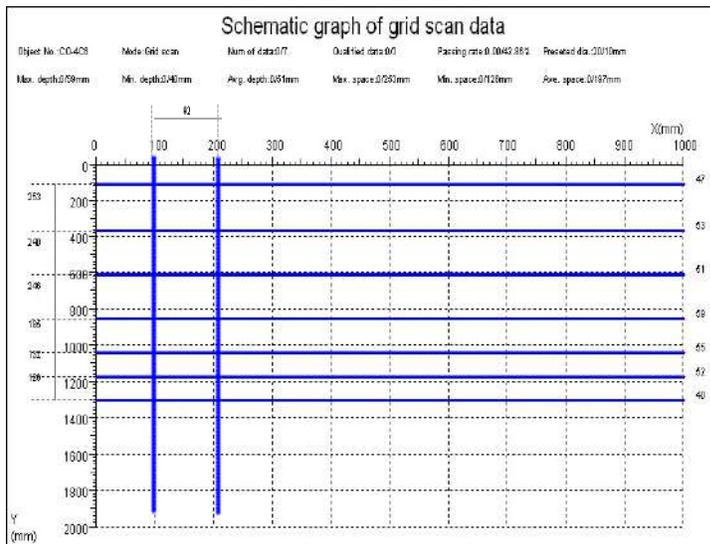
### 2. Características:

Bloque:	B
Nivel:	Cuarto
Elemento:	Columna
Codigo:	CO-4C
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max} =$	0.06 m
$r_{min} =$	0.04 m
$\Phi_{long.} =$	1"
$\Phi_{conf.} =$	3/8"

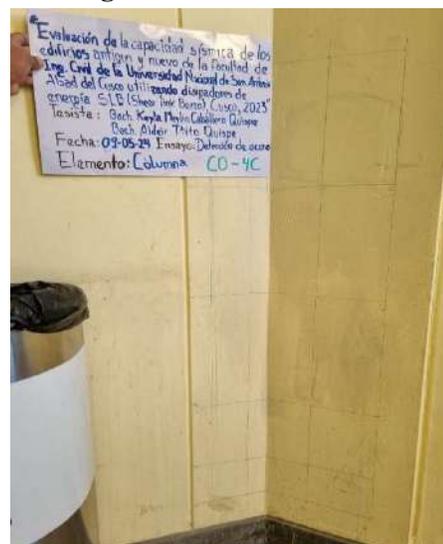
### 3. Sección:



### 4. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

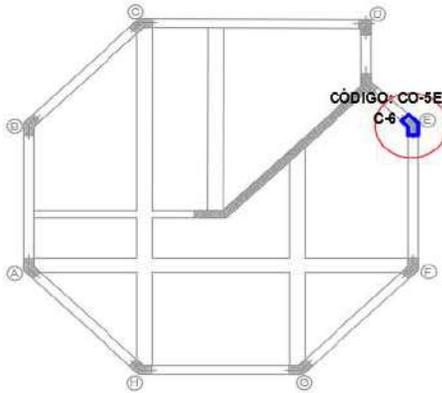


### 5. Fotografía CO-4C



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

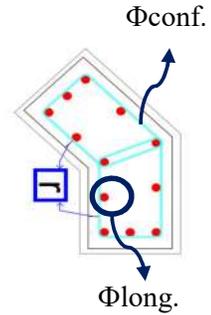
### 1. Ubicación del elemento:



### 2. Características:

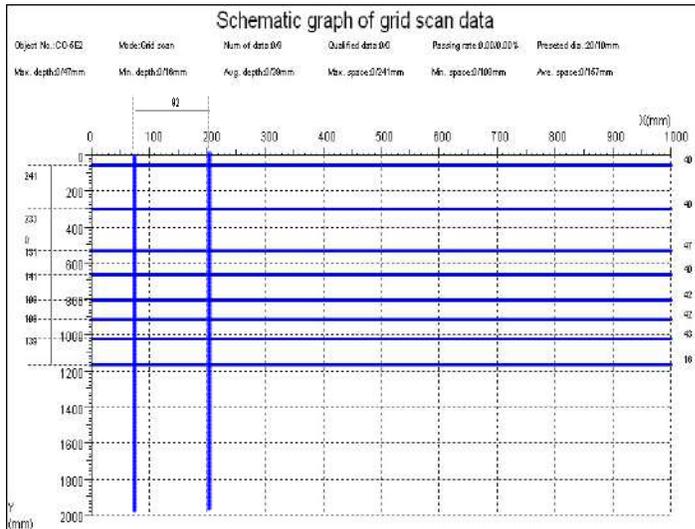
Bloque:	B
Nivel:	Quinto
Elemento:	Columna
Codigo:	CO-5E
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.05 m
$r_{min}$ =	0.02 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

### 3. Sección:



C-6 (BLOQUE B) PLANO	CO-5E (BLOQUE B) USO DE EQUIPO
<p style="text-align: center;">NTP: + 12.95</p>	<p style="text-align: center;">NTP: + 12.95</p>

### 4. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

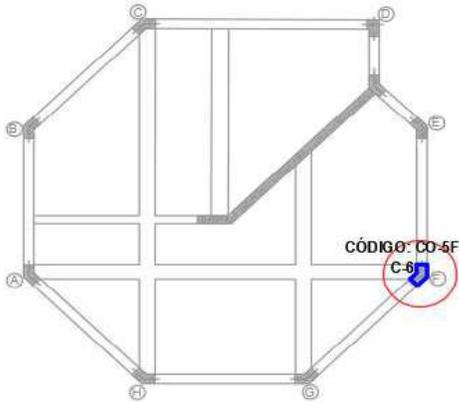


### 5. Fotografía CO-5E



# HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

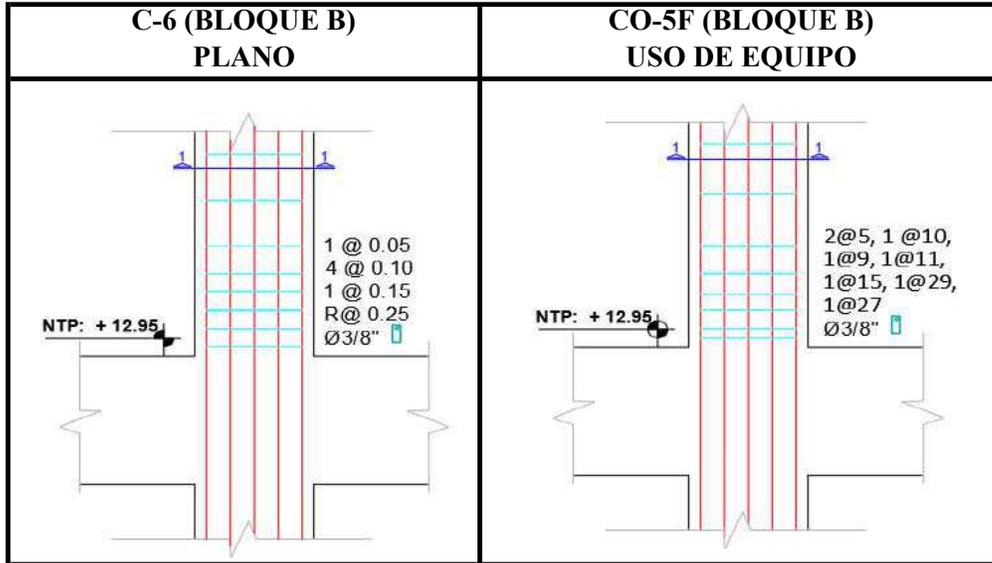
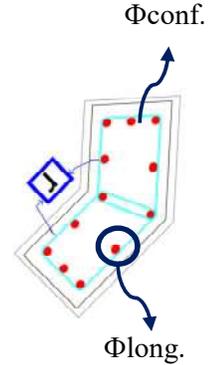
## 1. Ubicación del elemento:



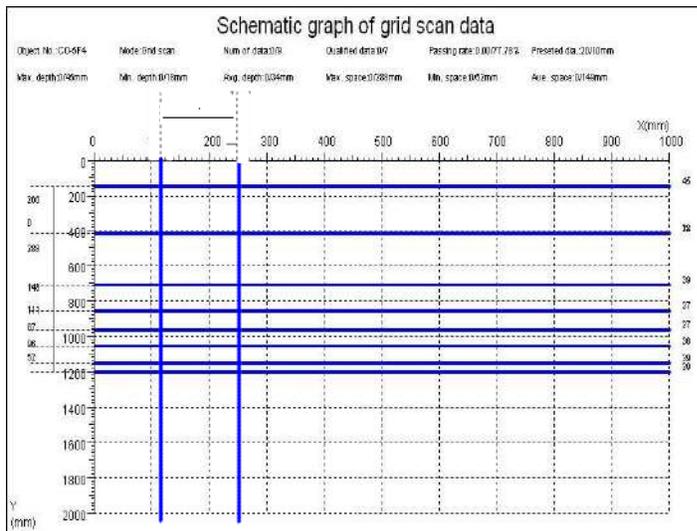
## 2. Características:

Bloque:	B
Nivel:	Quinto
Elemento:	Columna
Codigo:	CO-5F
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.05 m
$r_{min}$ =	0.02 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

## 3. Sección:



## 4. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

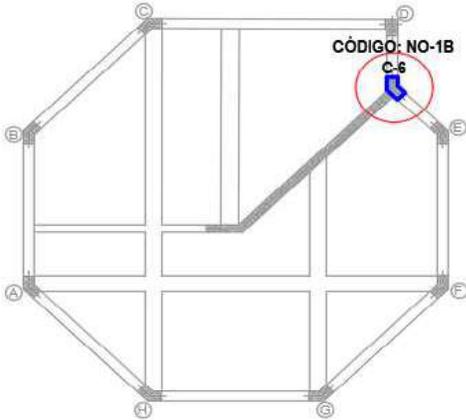


## 5. Fotografía CO-5F



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

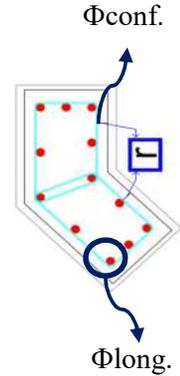
### 1. Ubicación del elemento:



### 2. Características:

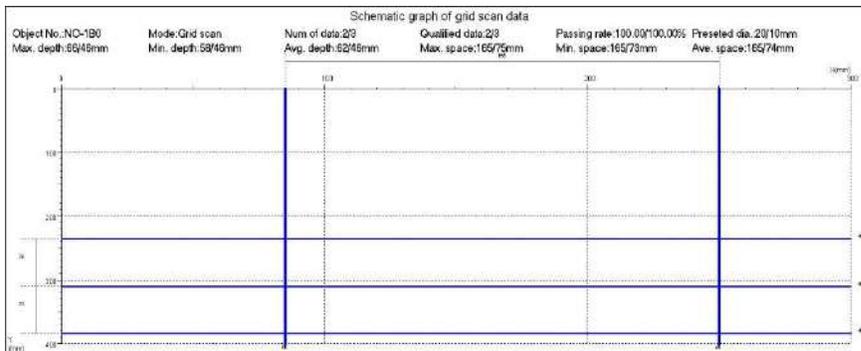
Bloque:	B
Nivel:	Primer
Elemento:	Nudo
Codigo:	NO-1B
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.07 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

### 3. Sección:

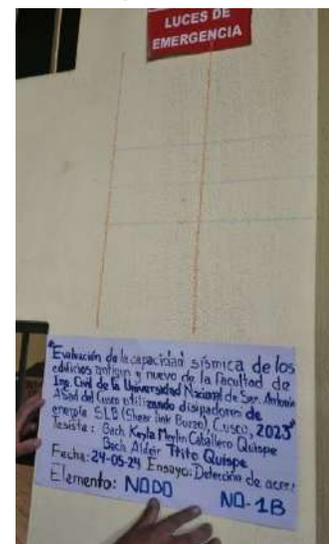


C-6 (BLOQUE B) PLANO	NO-1B (BLOQUE B) USO DE EQUIPO

### 4. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

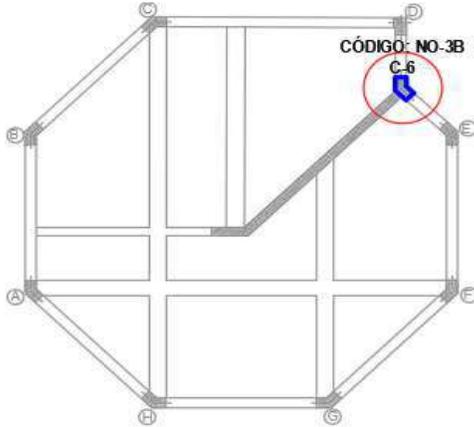


### 5. Fotografía NO-1B:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

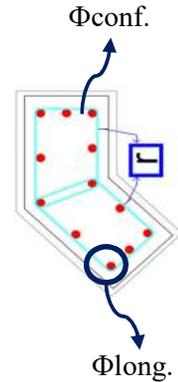
### 1. Ubicación del elemento:



### 2. Características:

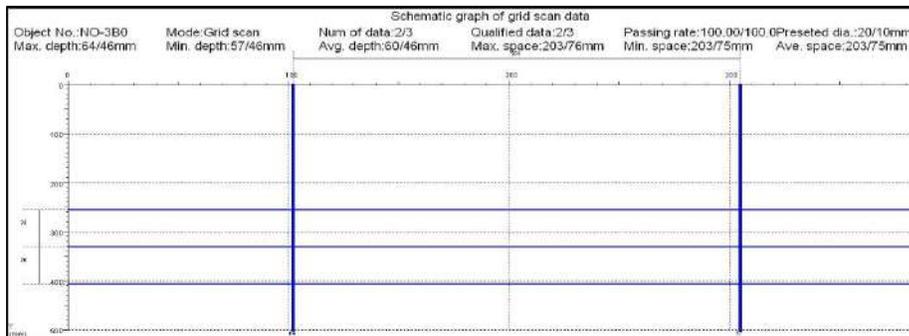
Bloque:	B
Nivel:	Tercer
Elemento:	Nudo
Codigo:	NO-3B
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

### 3. Sección:

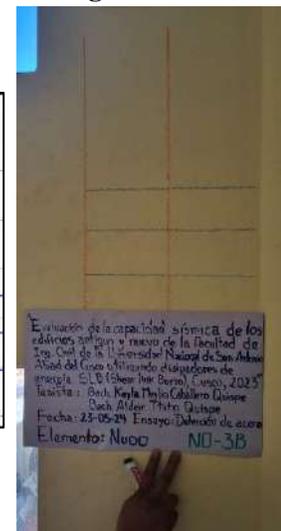


C-6 (BLOQUE B) PLANO	NO-3B (BLOQUE B) USO DE EQUIPO

### 4. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

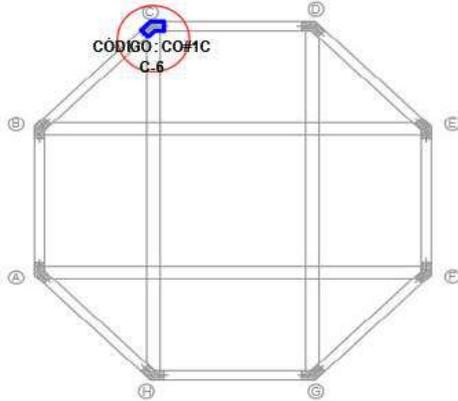


### 5. Fotografía NO-3B:



# HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

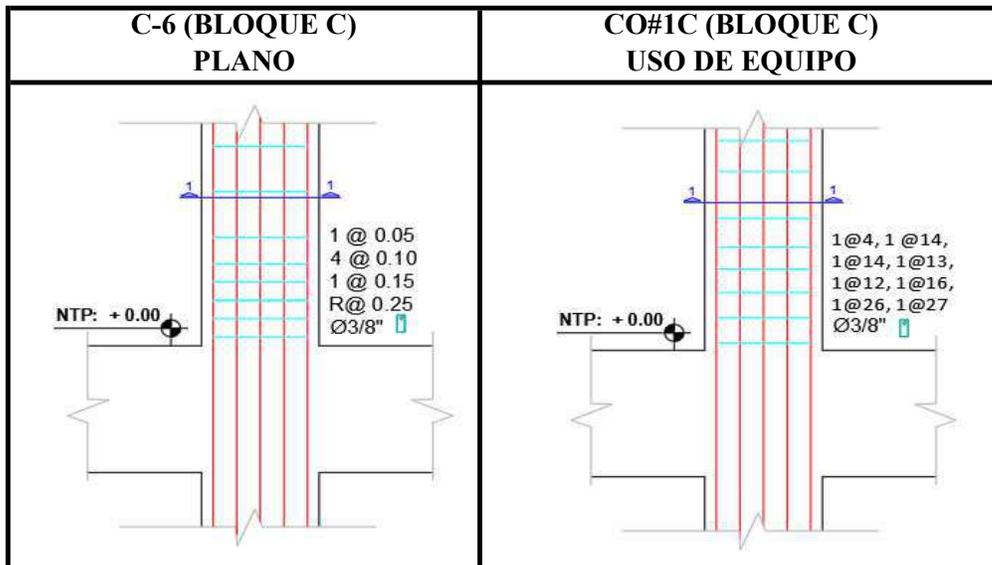
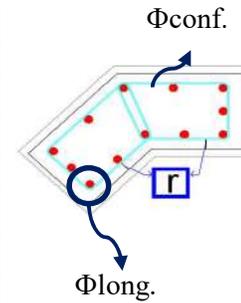
## 1. Ubicación del elemento:



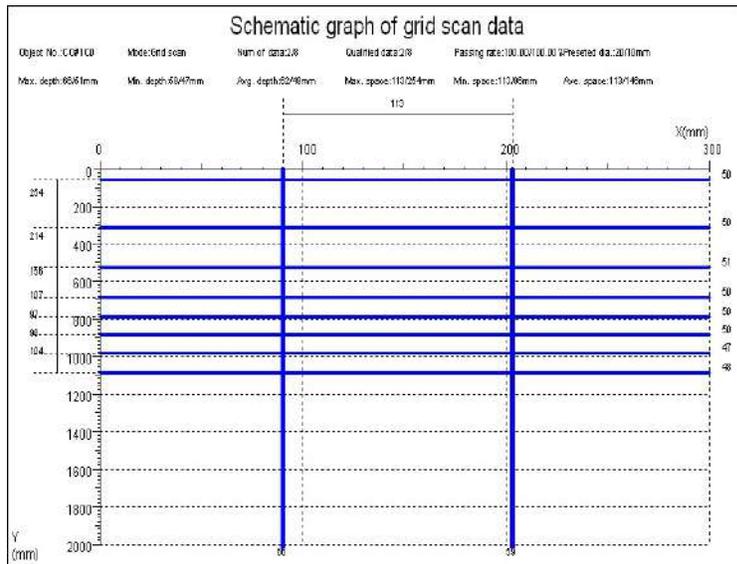
## 2. Características:

Bloque:	C
Nivel:	Primer
Elemento:	Columna
Codigo:	CO#1C
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max} =$	0.06 m
$r_{min} =$	0.05 m
$\Phi_{long.} =$	1"
$\Phi_{conf.} =$	3/8"

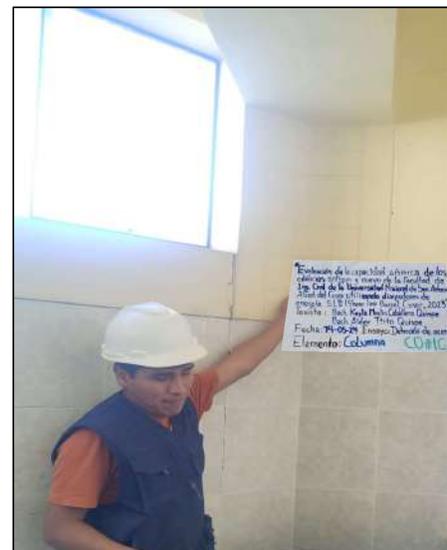
## 3. Sección:



## 4. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

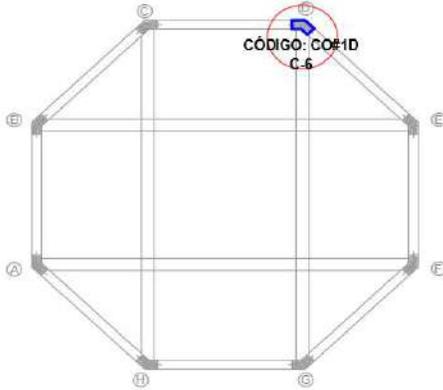


## 5. Fotografía CO#1C



# HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

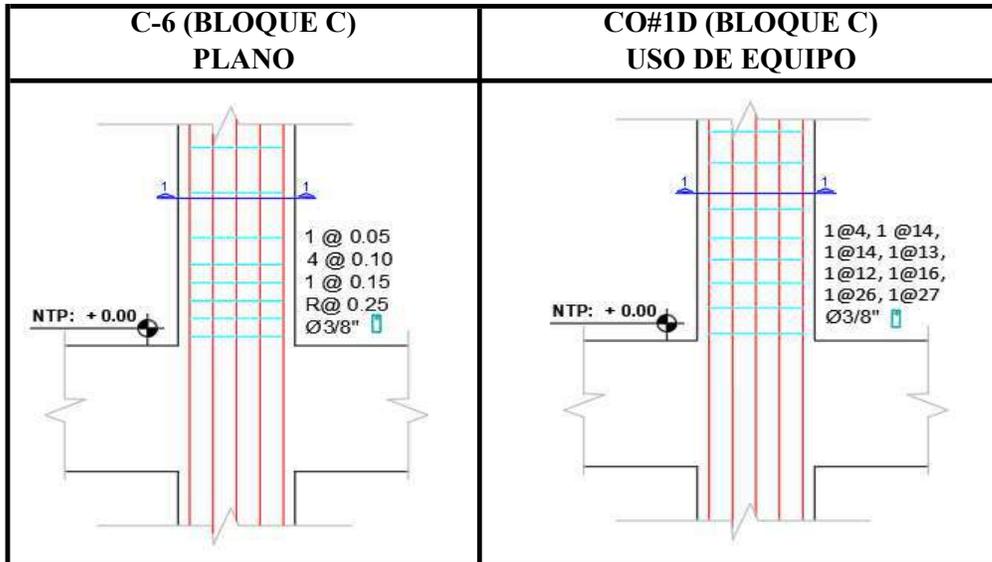
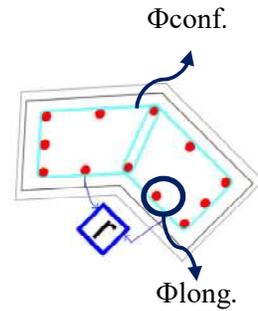
## 1. Ubicación del elemento:



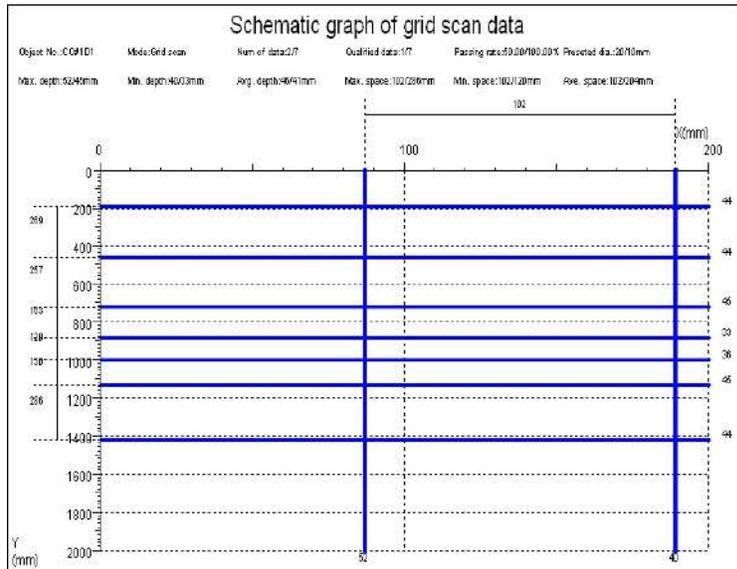
## 2. Características:

Bloque:	C
Nivel:	Primer
Elemento:	Columna
Codigo:	CO#1D
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.05 m
$r_{min}$ =	0.04 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

## 3. Sección:



## 4. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

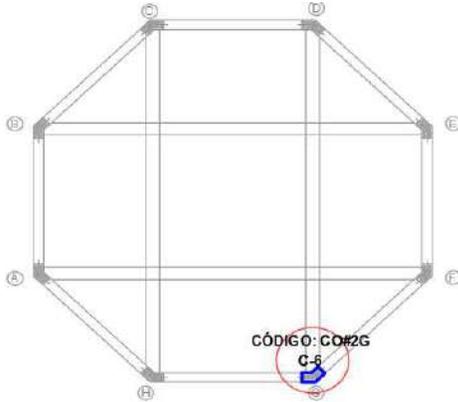


## 5. Fotografía CO#1D



# HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

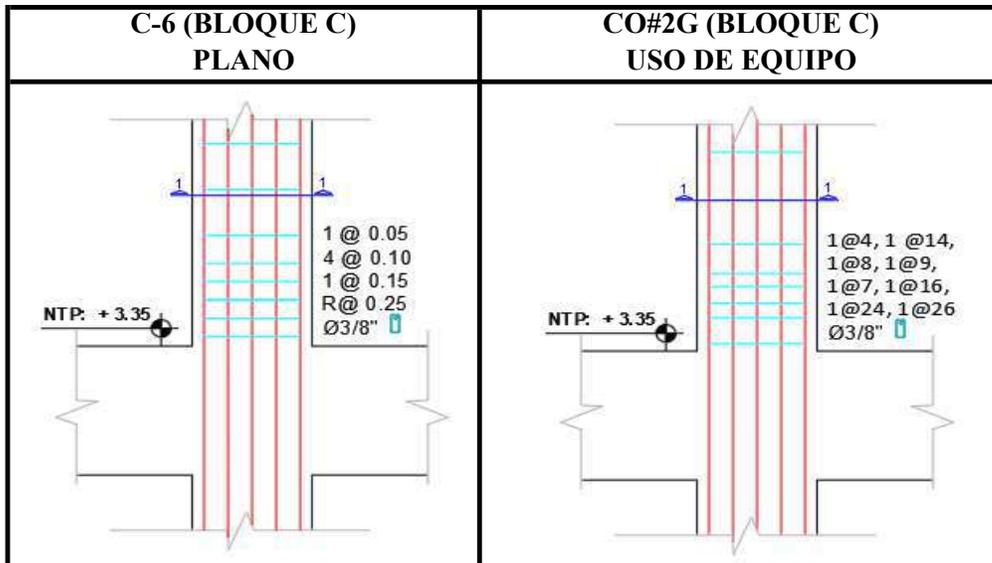
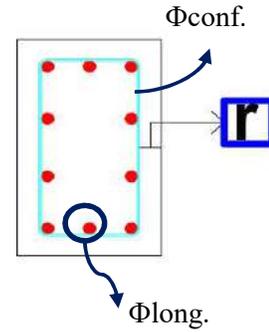
## 1. Ubicación del elemento:



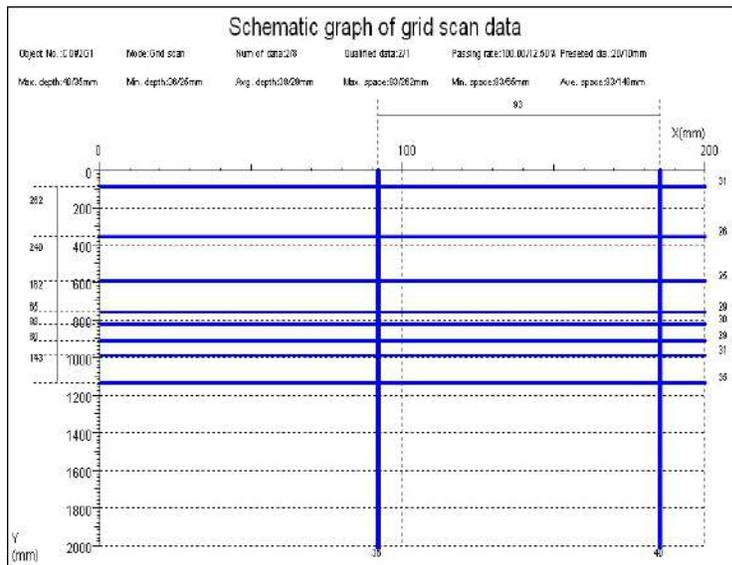
## 2. Características:

Bloque:	C
Nivel:	Segundo
Elemento:	Columna
Codigo:	CO#2G
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.05 m
$r_{min}$ =	0.03 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

## 3. Sección:



## 4. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

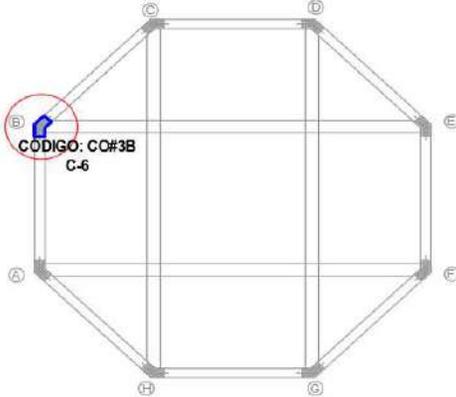


## 5. Fotografía CO#2G



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

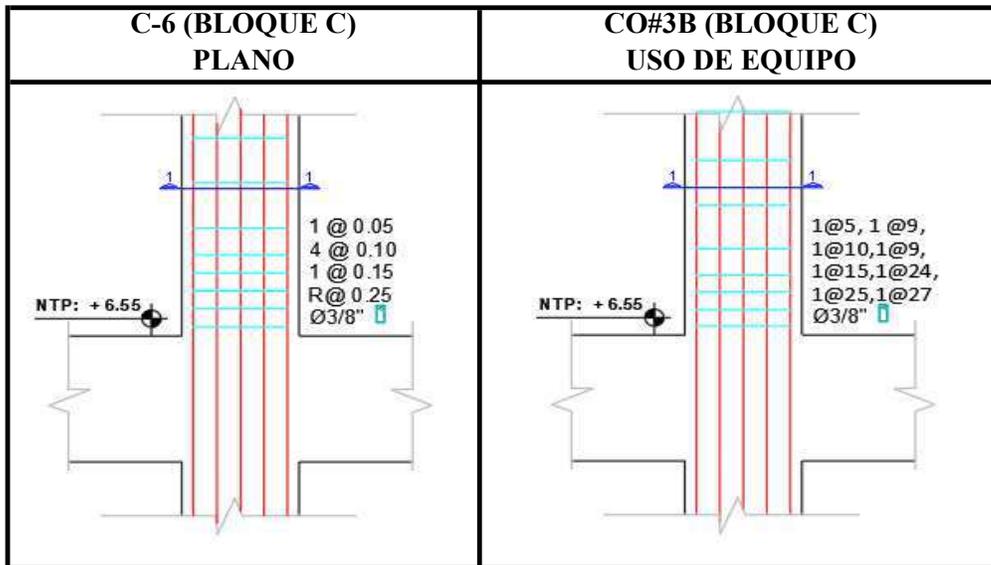
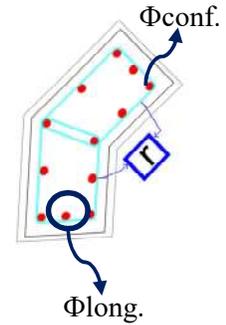
### 1. Ubicación del elemento:



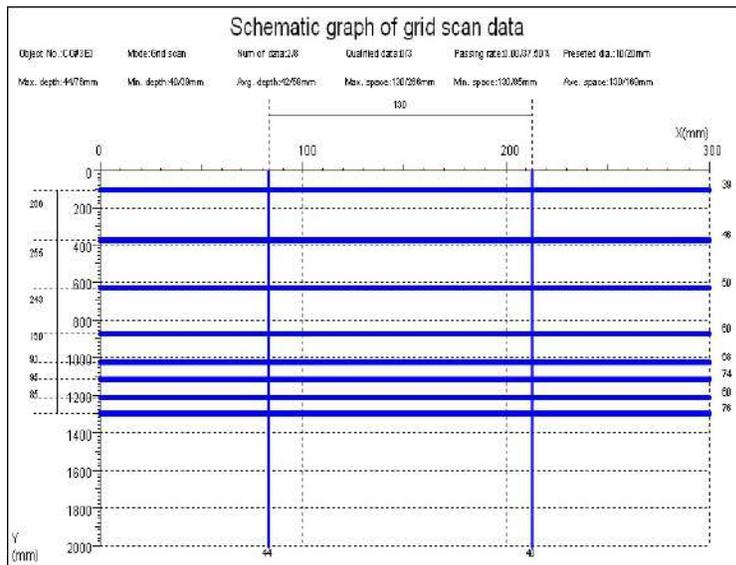
### 2. Características:

Bloque:	C
Nivel:	Tercero
Elemento:	Columna
Codigo:	CO#3B
Long. Analisis:	1.30 m
$r_{max} =$	0.08 m
$r_{min} =$	0.04 m
$\Phi_{long.} =$	1"
$\Phi_{conf.} =$	3/8"

### 3. Sección:



### 4. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

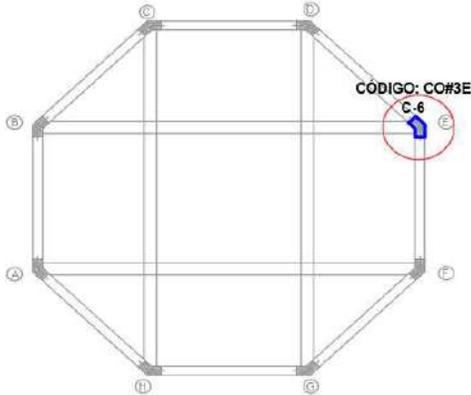


### 5. Fotografía CO#3B



# HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

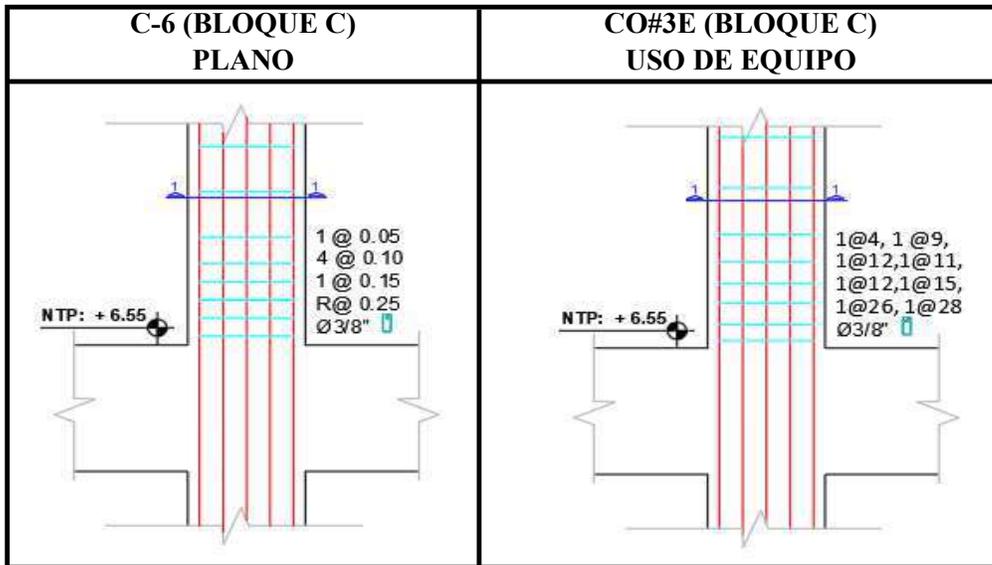
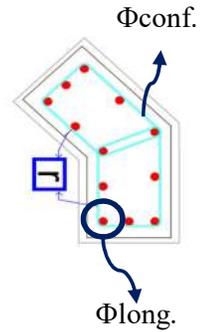
## 1. Ubicación del elemento:



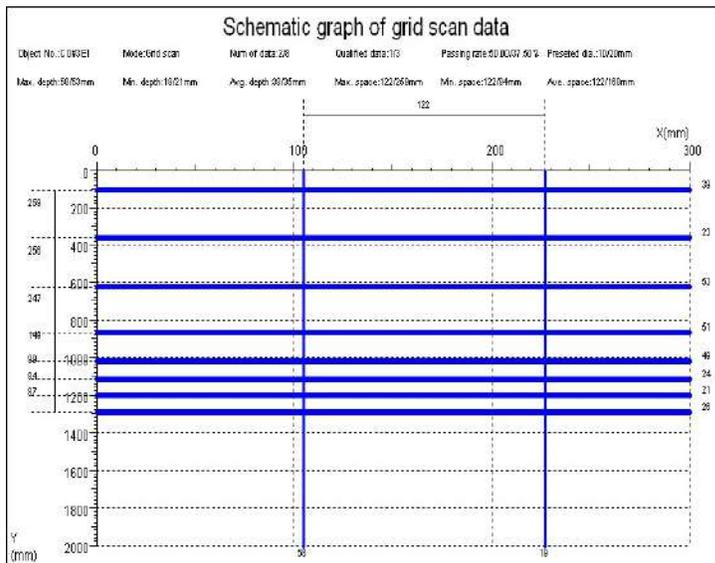
## 2. Características:

Bloque:	C
Nivel:	tercero
Elemento:	Columna
Codigo:	CO#3E
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.06 m
$r_{min}$ =	0.03 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

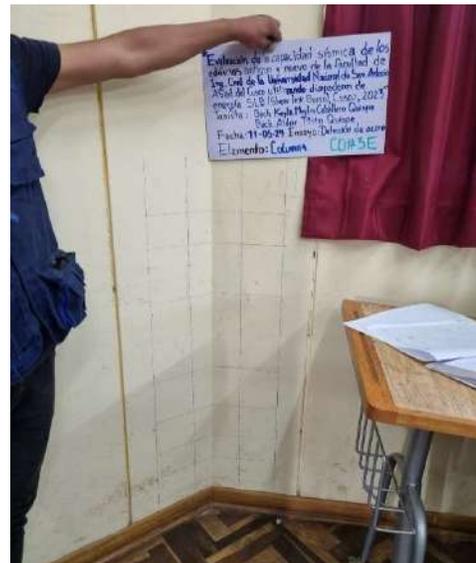
## 3. Sección:



## 4. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

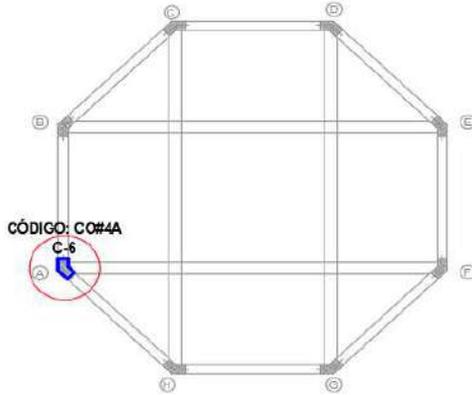


## 5. Fotografía CO#3E



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

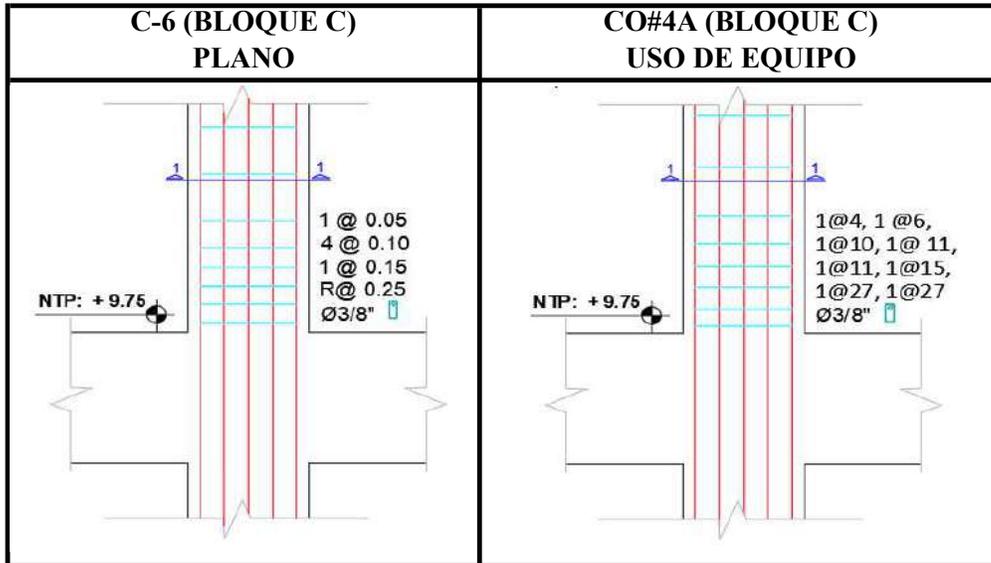
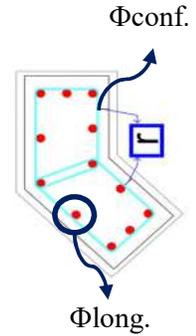
### 1. Ubicación del elemento:



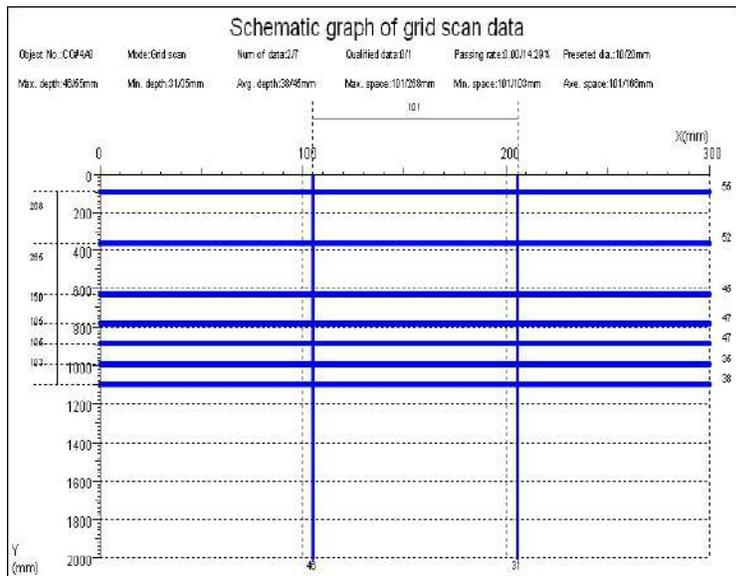
### 2. Características:

Bloque:	C
Nivel:	Cuarto
Elemento:	Columna
Codigo:	CO#4A
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.06 m
$r_{min}$ =	0.04 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

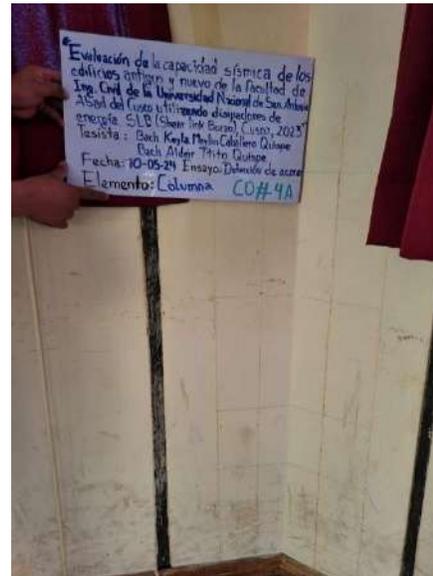
### 3. Sección:



### 4. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

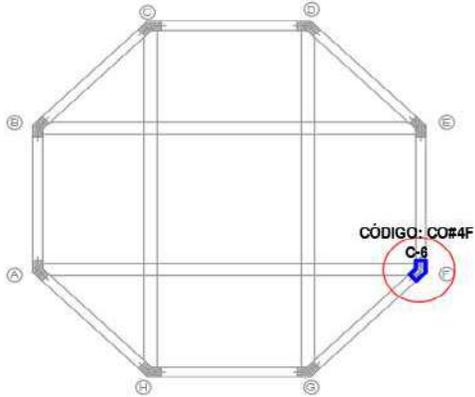


### 5. Fotografía CO#4A



# HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

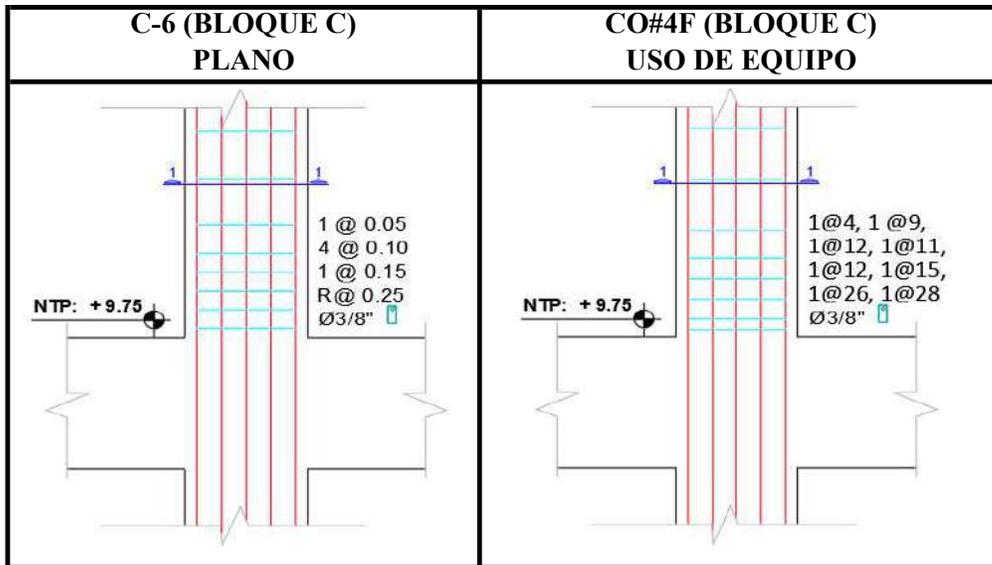
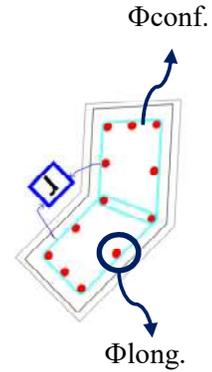
## 1. Ubicación del elemento:



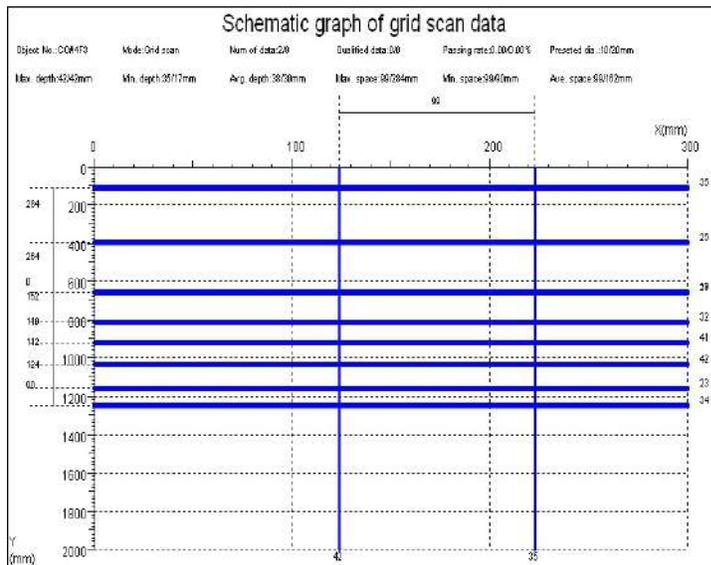
## 2. Características:

Bloque:	C
Nivel:	Cuarto
Elemento:	Columna
Codigo:	CO#4F
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.04 m
$r_{min}$ =	0.03 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

## 3. Sección:



## 4. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

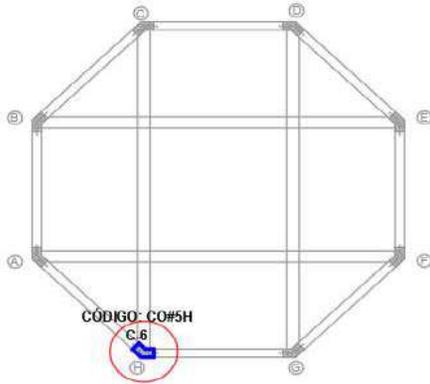


## 5. Fotografía CO#4C



# HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

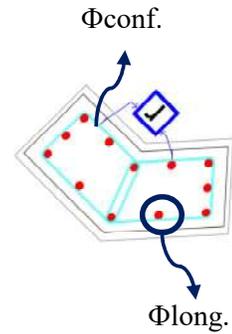
## 1. Ubicación del elemento:



## 2. Características:

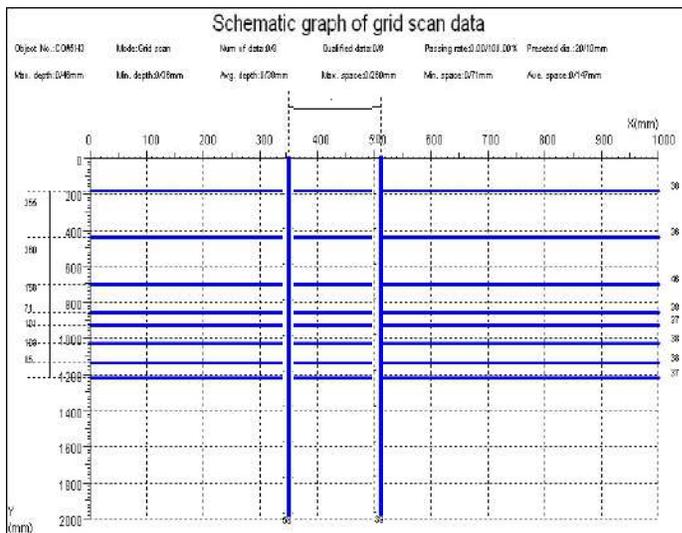
Bloque:	C
Nivel:	Quinto
Elemento:	Columna
Código:	CO#5H
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.05 m
$r_{min}$ =	0.04 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

## 3. Sección:

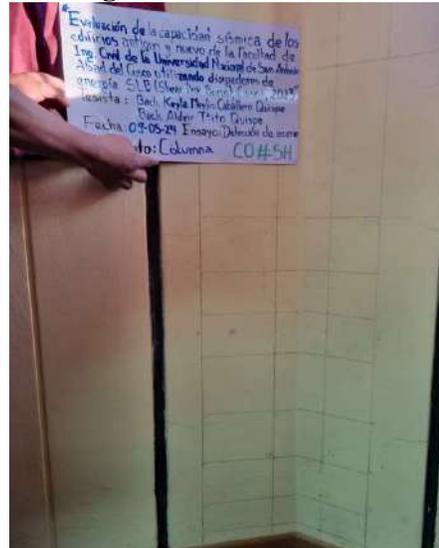


C-6 (BLOQUE C) PLANO	CO#5H (BLOQUE C) USO DE EQUIPO
<p style="text-align: center;">NTP: + 12.95</p> <p style="text-align: center;">                     1 @ 0.05                      4 @ 0.10                      1 @ 0.15                      R @ 0.25                      Ø3/8"                 </p>	<p style="text-align: center;">NTP: + 12.95</p> <p style="text-align: center;">                     1 @ 4, 1 @ 9,                      1 @ 10, 1 @ 10,                      1 @ 7, 1 @ 16,                      2 @ 26                      Ø3/8"                 </p>

## 4. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

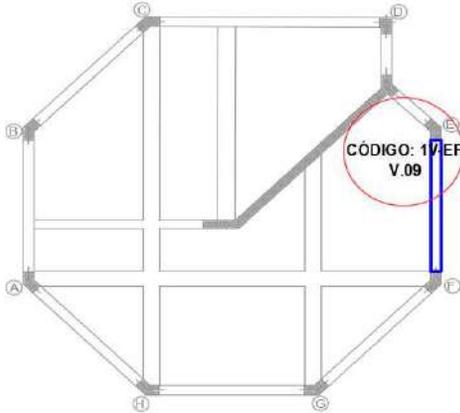


## 5. Fotografía CO#5H



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

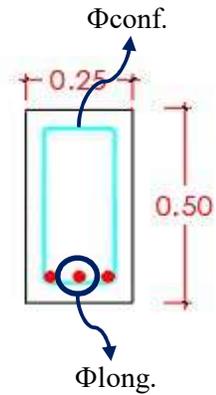
### 1. Ubicación del elemento:



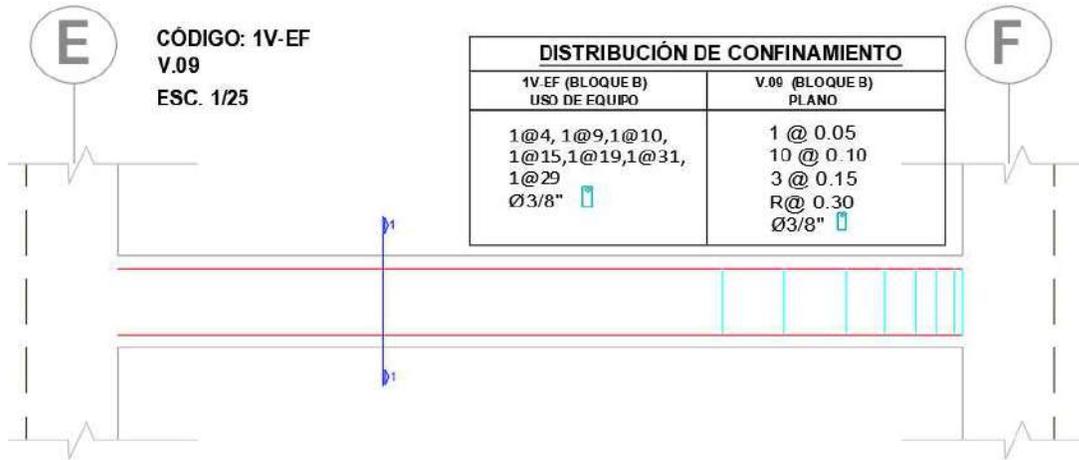
### 2. Características:

Bloque:	B
Nivel:	Primer
Elemento:	Viga
Codigo:	1V-EF
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.06 m
$r_{min}$ =	0.04 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

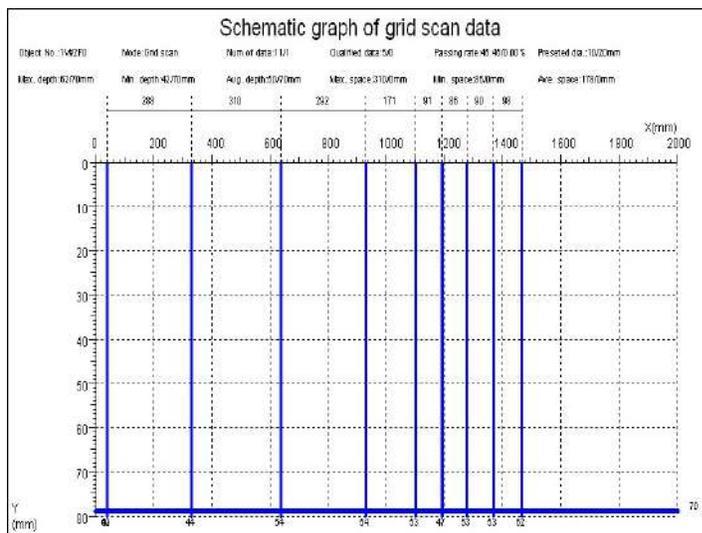
### 3. Sección:



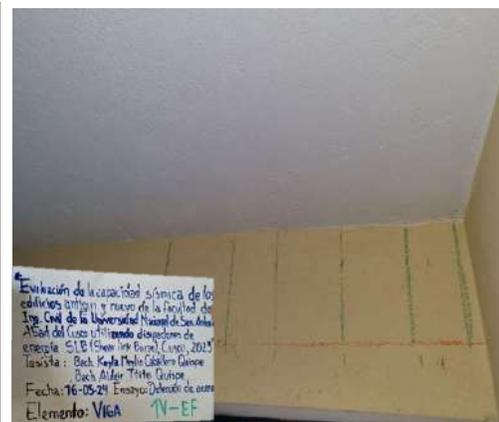
### 4. Distribución de Confinamiento en Vigas 1V-EF:



### 5. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

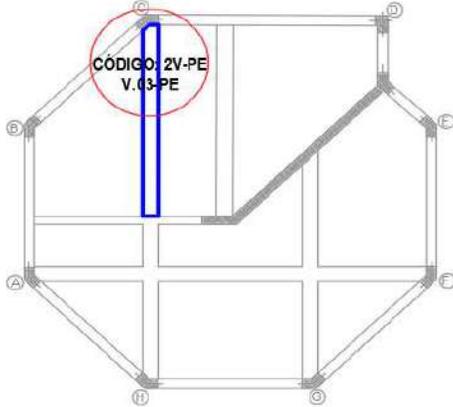


### 6. Fotografía CO-1F



# HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

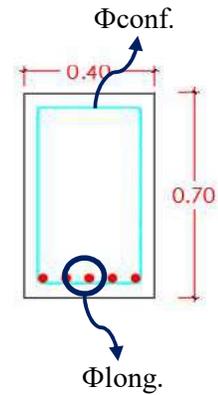
## 1. Ubicación del elemento:



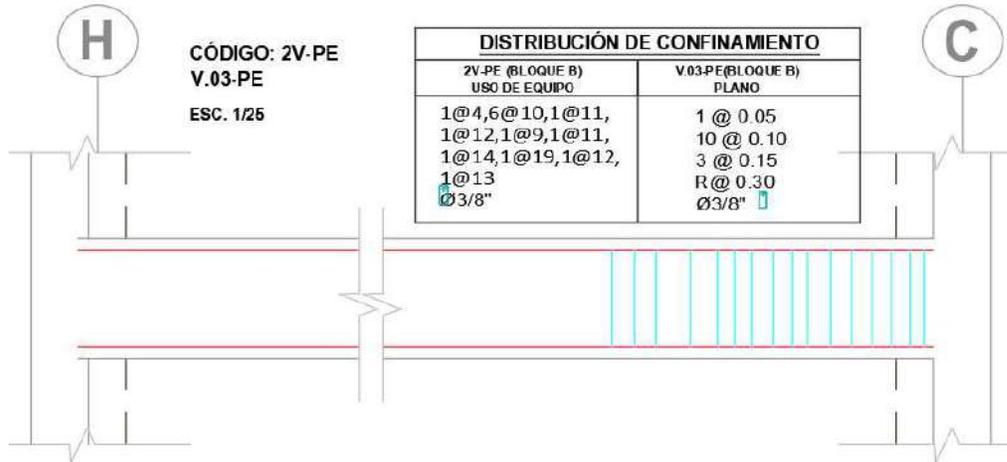
## 2. Características:

Bloque:	B
Nivel:	Primer
Elemento:	Viga
Codigo:	2V-PE
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.06 m
$r_{min}$ =	0.04 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

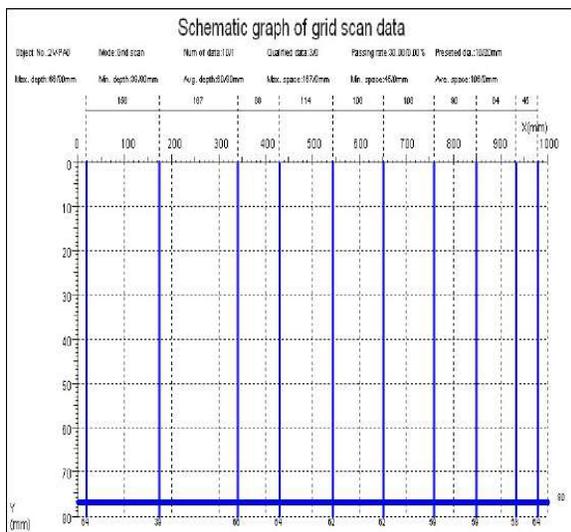
## 3. Sección:



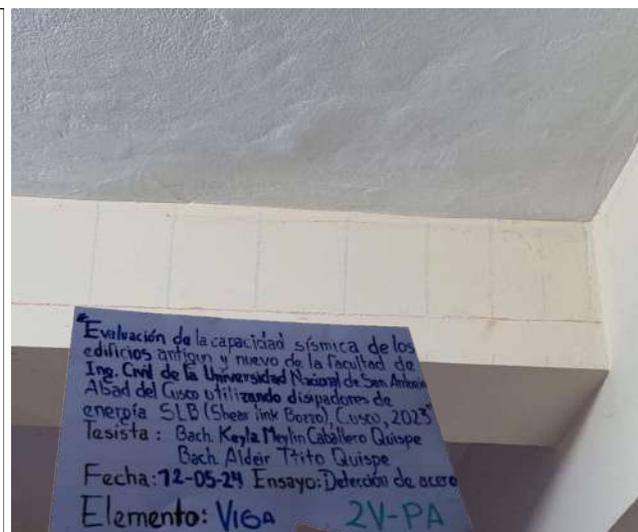
## 4. Distribución de Confinamiento en Vigas 2V-PA:



## 5. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

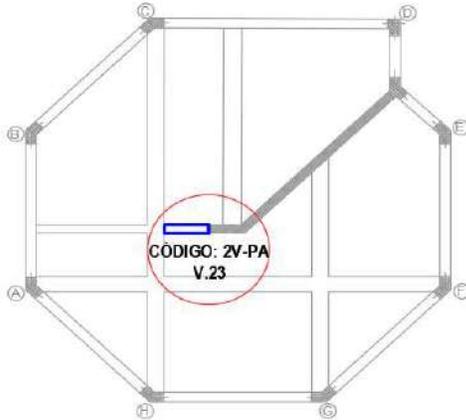


## 6. Fotografía 2V-PE



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

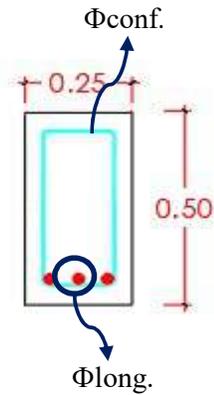
### 1. Ubicación del elemento:



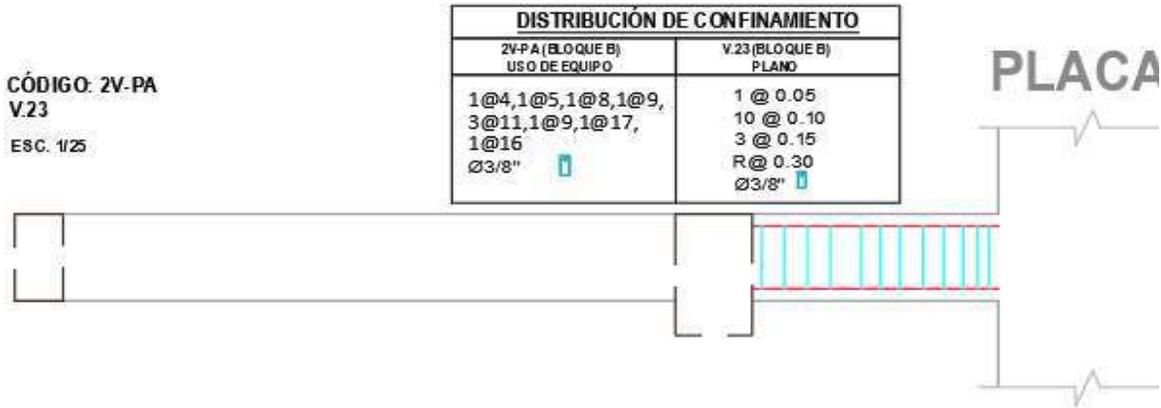
### 2. Características:

Bloque:	B
Nivel:	Primer
Elemento:	Viga
Codigo:	2V-PA
Long. Analisis:	1.30 m
$r_{max} =$	0.06 m
$r_{min} =$	0.04 m
$\Phi_{long.} =$	1"
$\Phi_{conf.} =$	3/8"

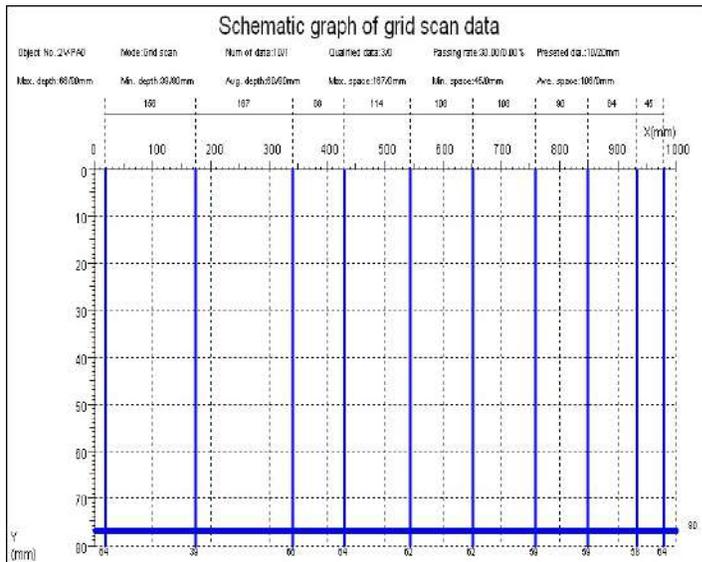
### 3. Sección:



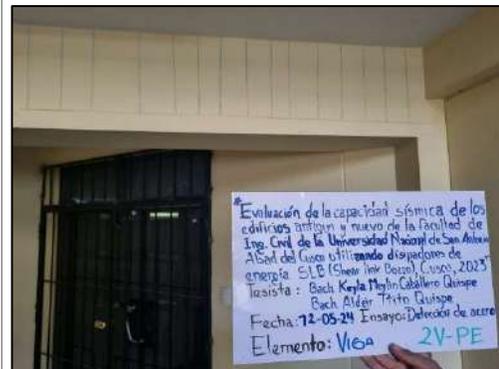
### 4. Distribución de Confinamiento en Vigas 2V-PA:



### 5. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

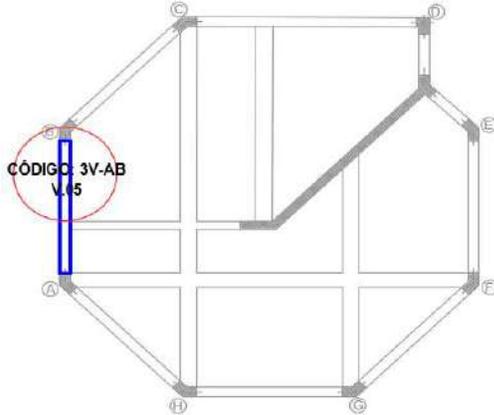


### 6. Fotografía 2V-PA



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

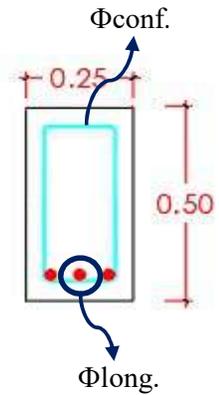
### 1. Ubicación del elemento:



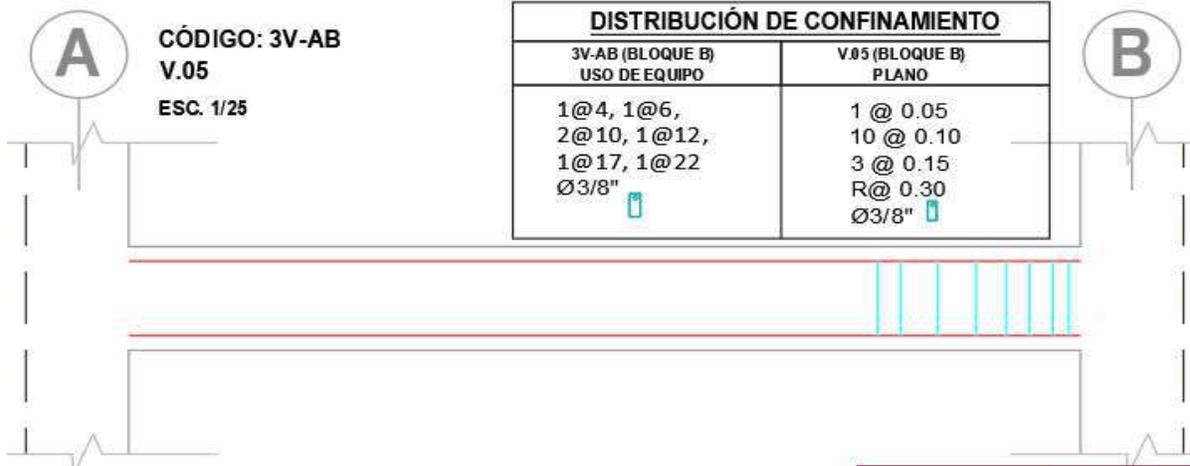
### 2. Características:

Bloque:	B
Nivel:	Primer
Elemento:	Viga
Codigo:	3V-AB
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max} =$	0.06 m
$r_{min} =$	0.04 m
$\Phi_{long.} =$	1"
$\Phi_{conf.} =$	3/8"

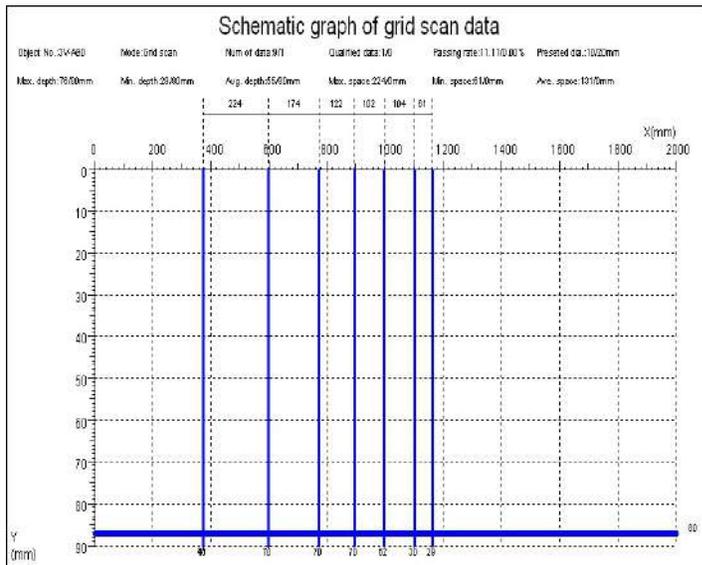
### 3. Sección:



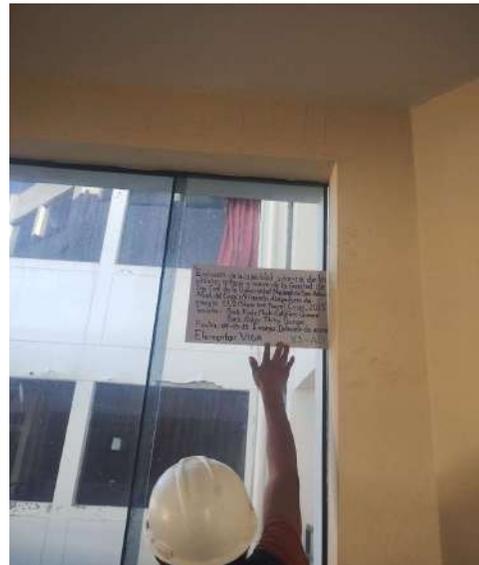
### 4. Distribución de Confinamiento en Vigas 3V-DE:



### 5. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

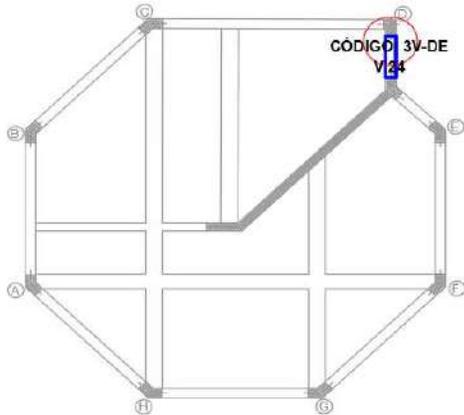


### 6. Fotografía 3V-DE



# HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

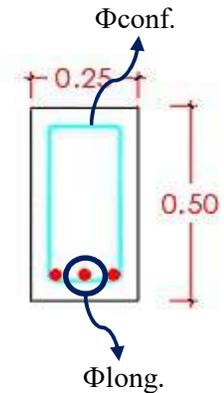
## 1. Ubicación del elemento:



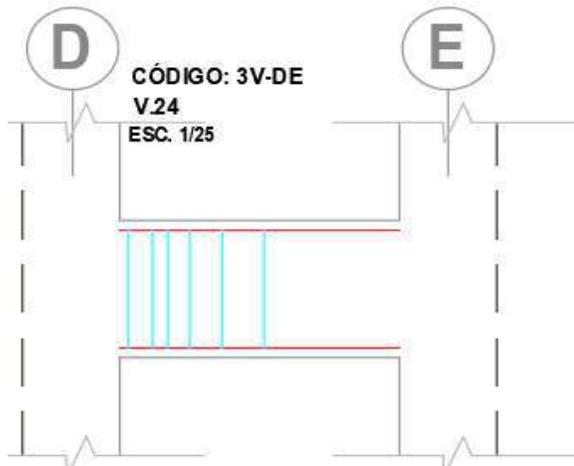
## 2. Características:

Bloque:	B
Nivel:	Primer
Elemento:	Viga
Codigo:	3V-DE
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.06 m
$r_{min}$ =	0.04 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

## 3. Sección:

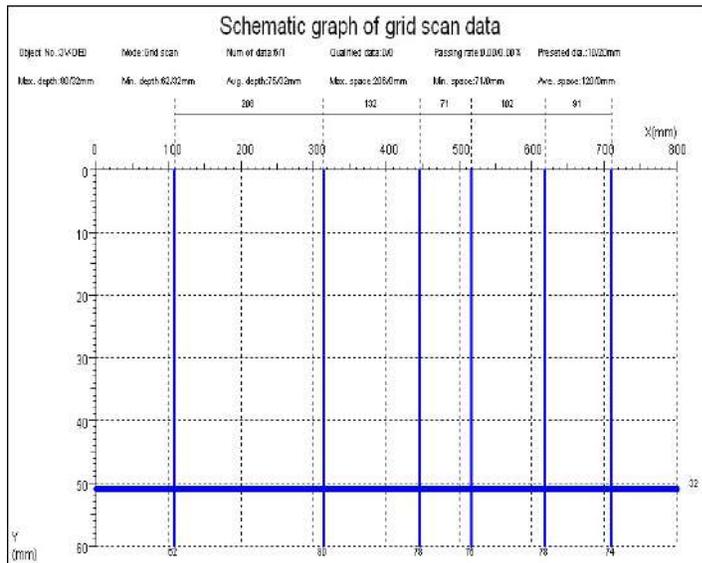


## 4. Distribución de Confinamiento en Vigas 3V-DE:

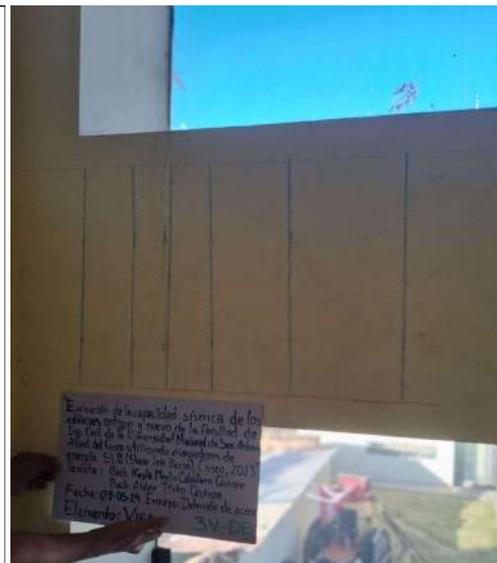


DISTRIBUCIÓN DE CONFINAMIENTO	
3V-DE (BLOQUE B) USO DE EQUIPO	V.24 (BLOQUE B) PLANO
1@5,1@9, 1@10,1@7, 1@13,1@21 Ø3/8"	1 @ 0.05 10 @ 0.10 3 @ 0.15 R@ 0.30 Ø3/8"

## 5. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

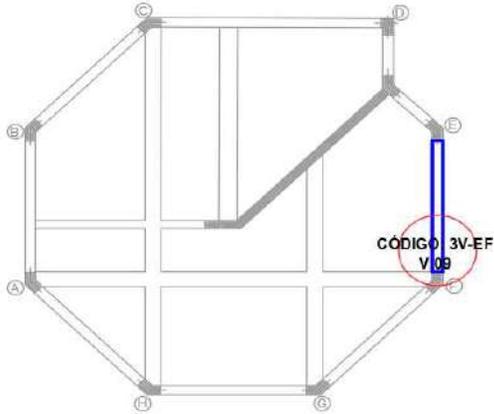


## 6. Fotografía 3V-DE



# HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

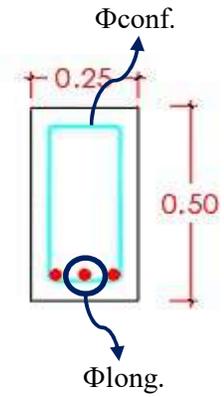
## 1. Ubicación del elemento:



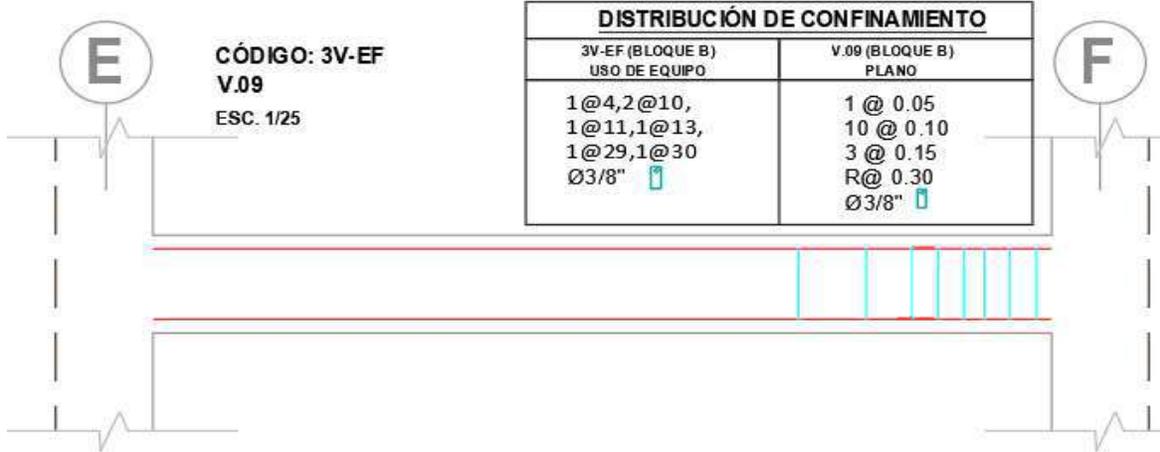
## 2. Características:

Bloque:	B
Nivel:	Primer
Elemento:	Viga
Codigo:	3V-EF
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max} =$	0.07 m
$r_{min} =$	0.05 m
$\Phi_{long.} =$	1"
$\Phi_{conf.} =$	3/8"

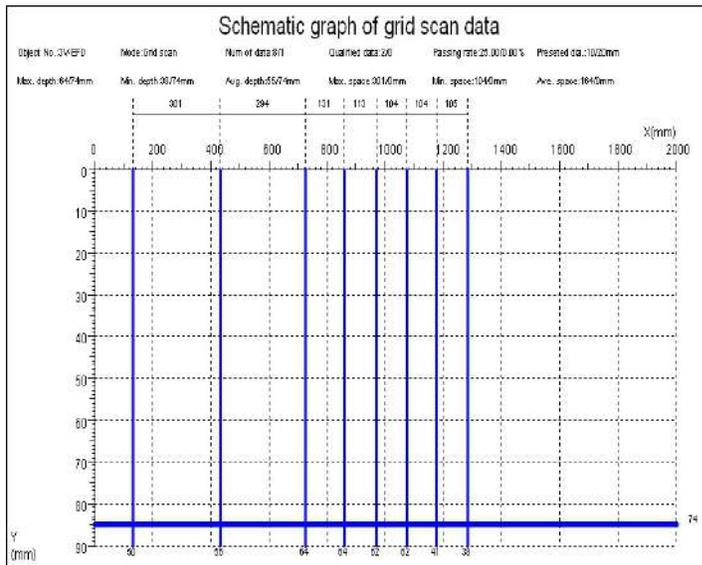
## 3. Sección:



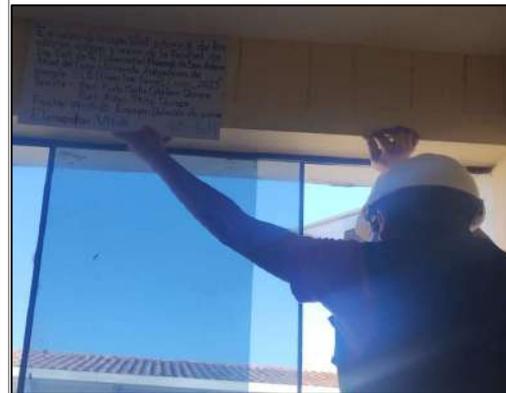
## 4. Distribución de Confinamiento en Vigas 3V-EF:



## 5. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

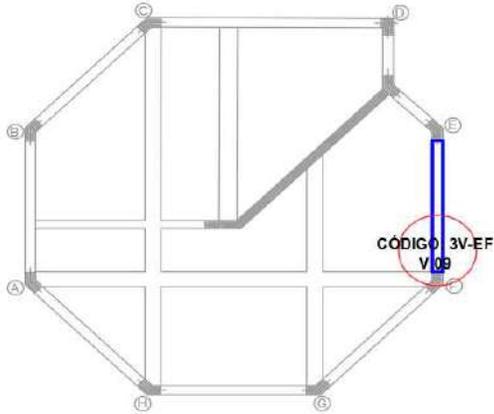


## 6. Fotografía 3V-EF:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

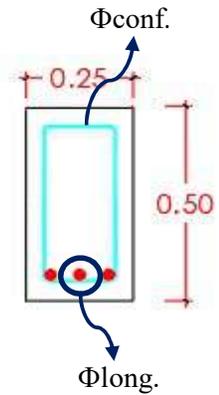
### 1. Ubicación del elemento:



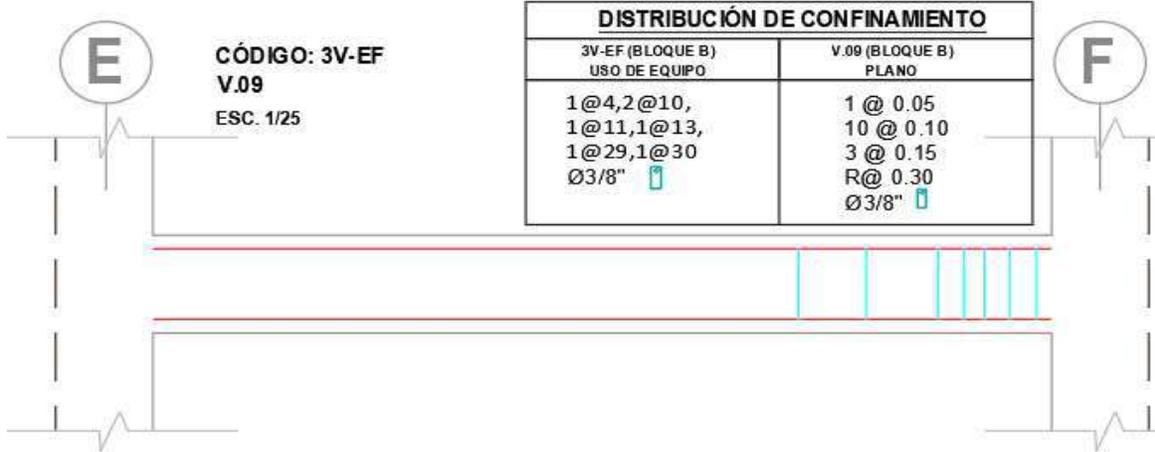
### 2. Características:

Bloque:	B
Nivel:	Primer
Elemento:	Viga
Código:	3V-EF
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max} =$	0.07 m
$r_{min} =$	0.05 m
$\Phi_{long.} =$	1"
$\Phi_{conf.} =$	3/8"

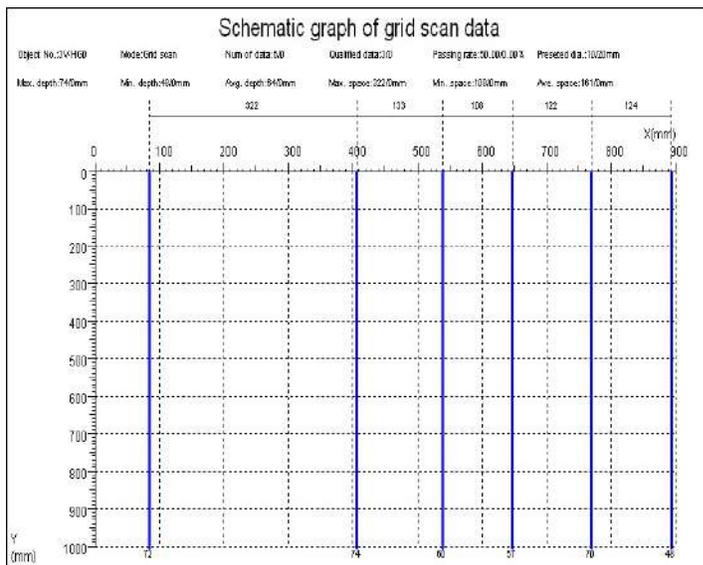
### 3. Sección:



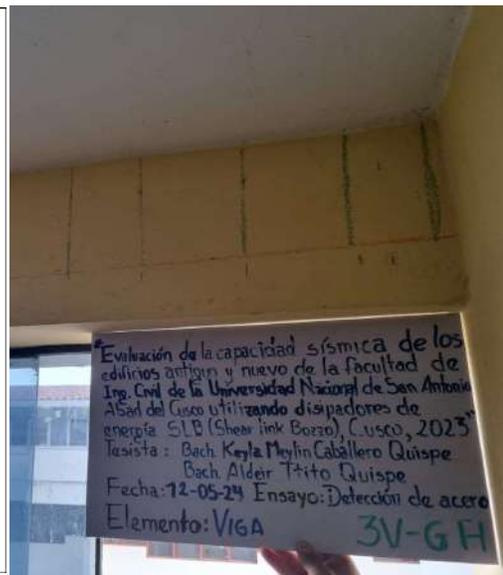
### 4. Distribución de Confinamiento en Vigas 3V-EF:



### 5. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

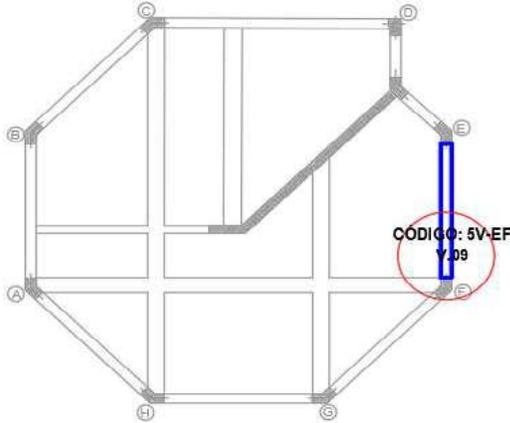


### 6. Fotografía 3V-EF:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

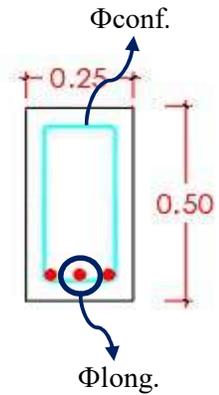
### 1. Ubicación del elemento:



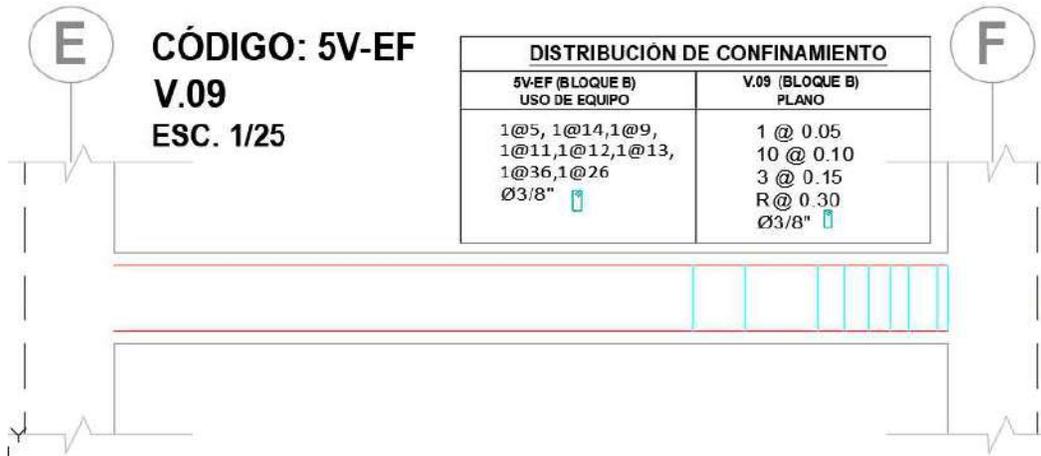
### 2. Características:

Bloque:	B
Nivel:	Quinto
Elemento:	Viga
Codigo:	5V-EF
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

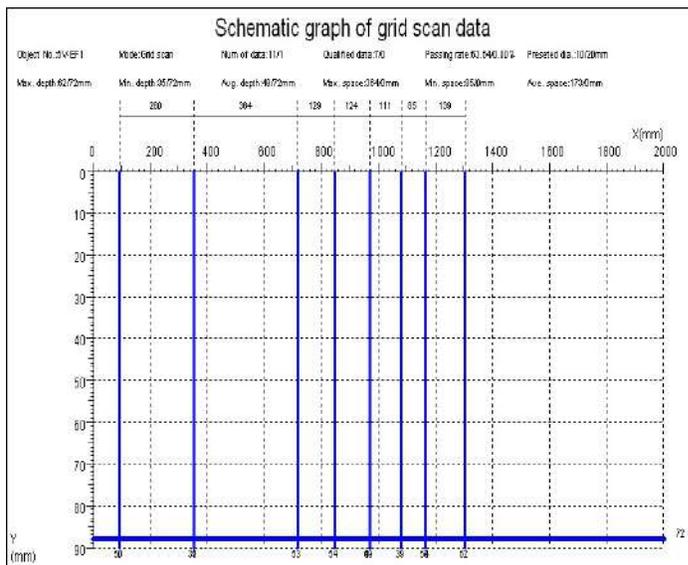
### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Vigas 5V-EF:



### 5. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

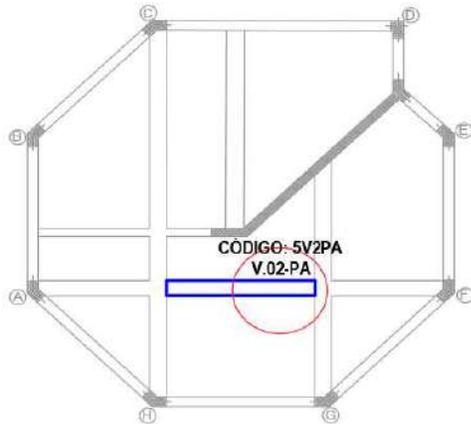


### 6. Fotografía 5V-EF:



# HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

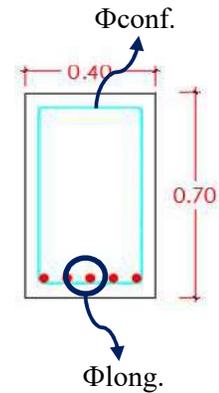
## 1. Ubicación del elemento:



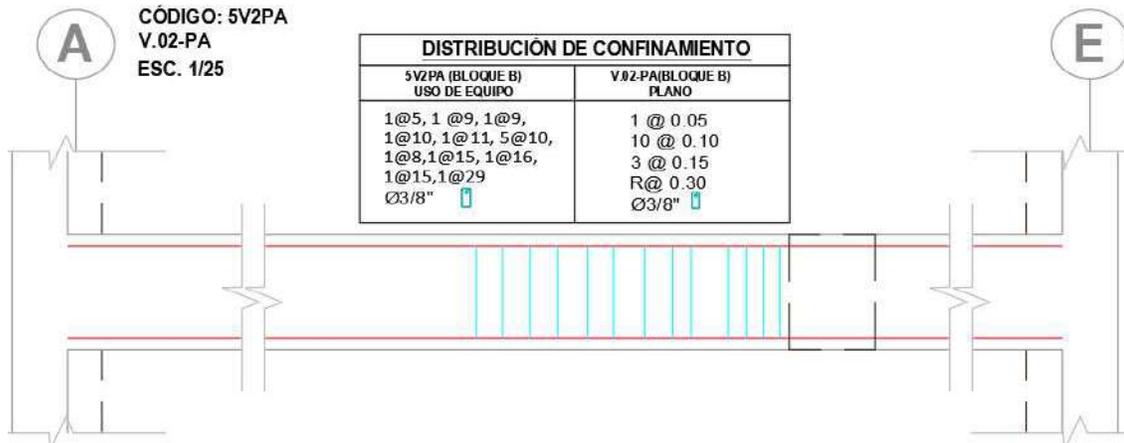
## 2. Características:

Bloque:	B
Nivel:	Primer
Elemento:	Viga
Codigo:	5V2PA
Long. Analisis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

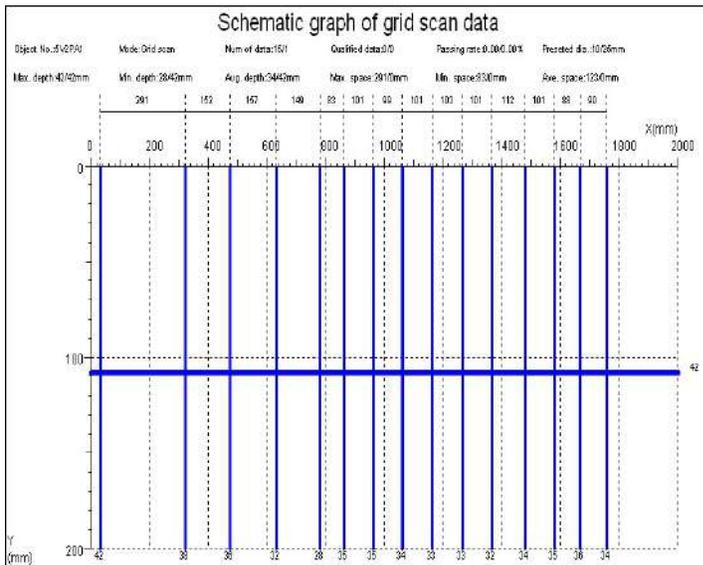
## 3. Sección:



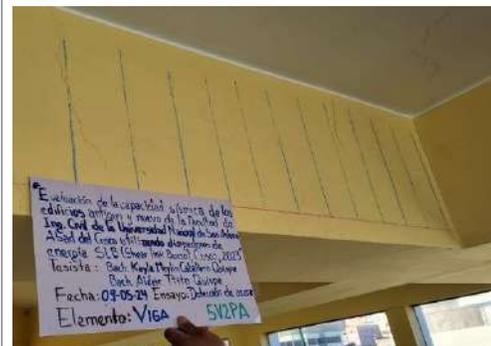
## 4. Distribución de Confinamiento en Vigas 5V2PA:



## 5. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

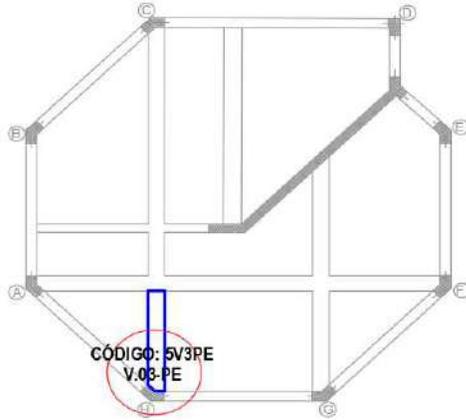


## 6. Fotografía 5V2PA:



# HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

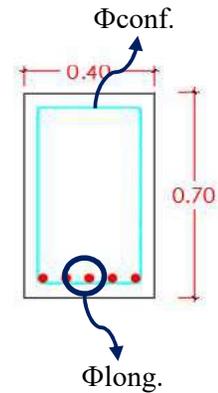
## 1. Ubicación del elemento:



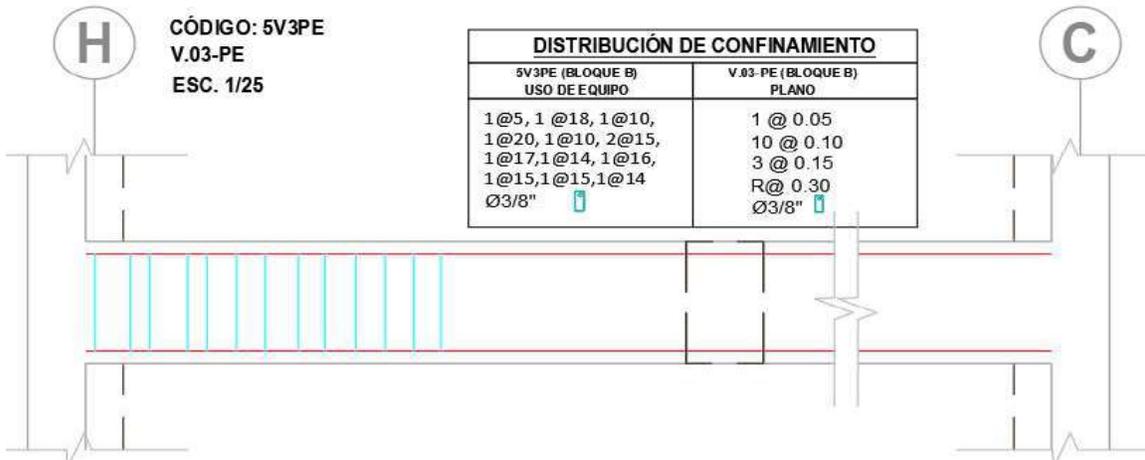
## 2. Características:

Bloque:	B
Nivel:	Primer
Elemento:	Viga
Codigo:	5V3PE
Long. Analisis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

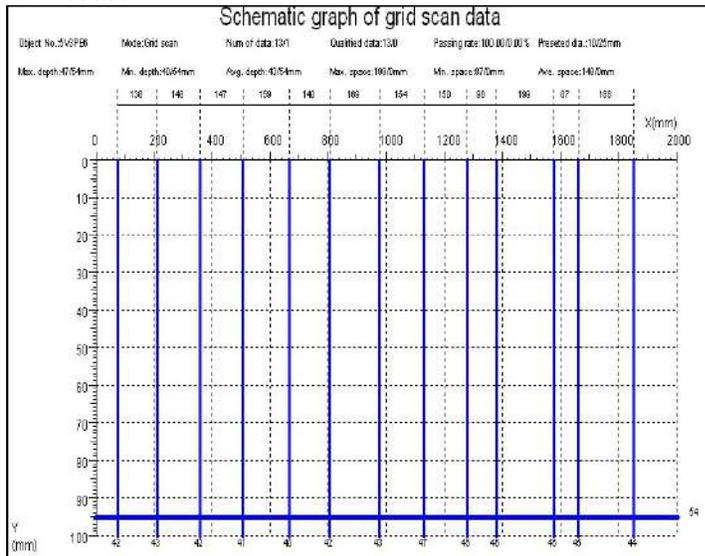
## 3. Sección:



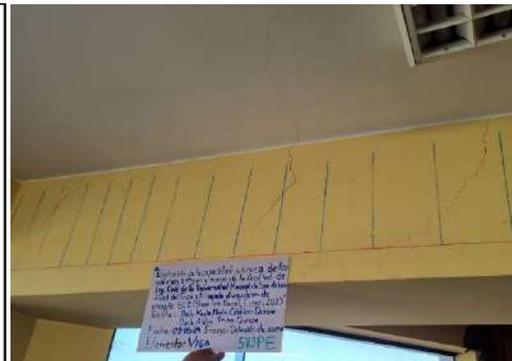
## 4. Distribución de Confinamiento en Vigas 5V3PE:



## 5. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

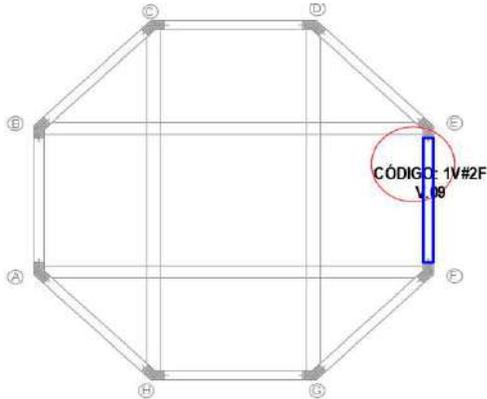


## 6. Fotografía 5V3PE:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

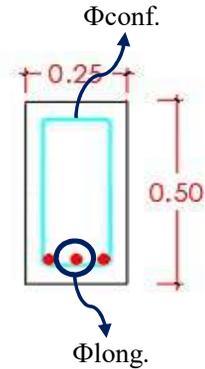
### 1. Ubicación del elemento:



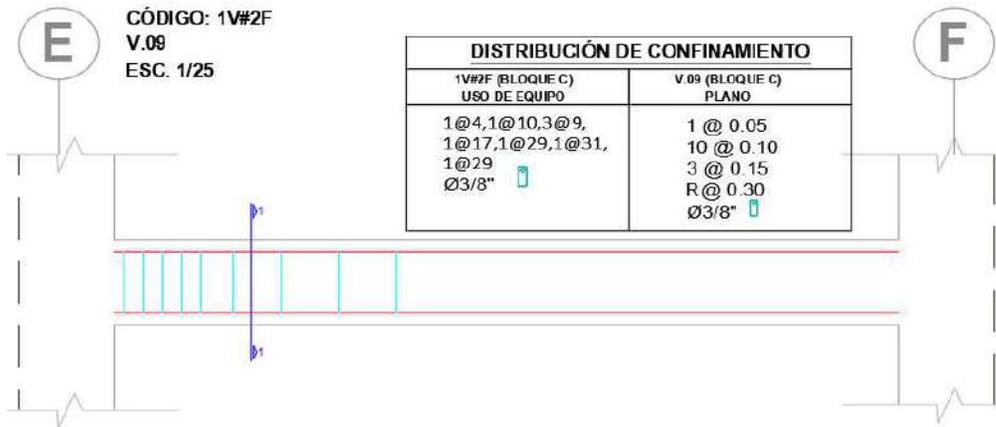
### 2. Características:

Bloque:	C
Nivel:	Primer
Elemento:	Viga
Código:	1V#2F
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

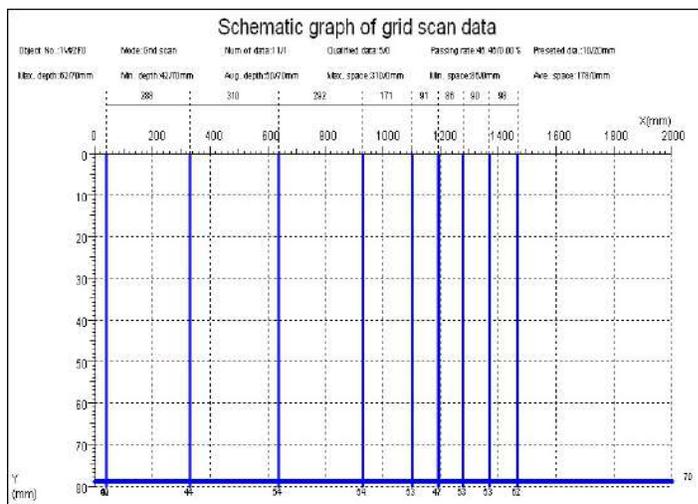
### 3. Sección:



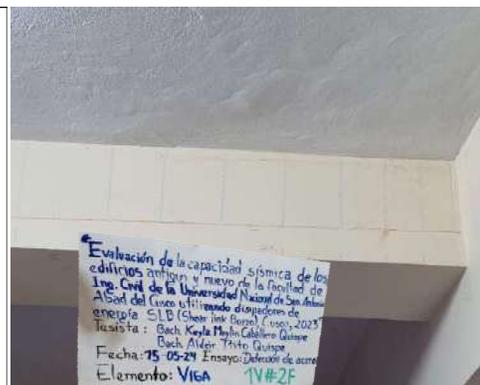
### 4. Distribución de Confinamiento en Vigas 1V-EF:



### 5. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

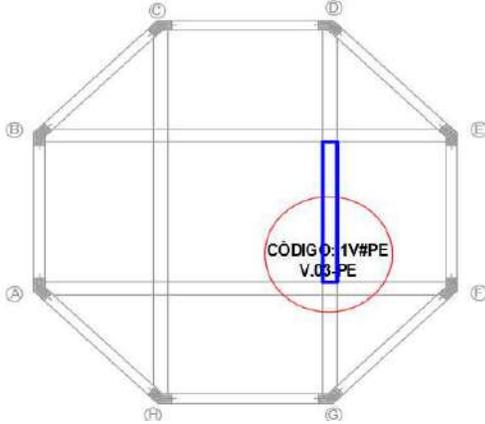


### 6. Fotografía 1V#2F:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

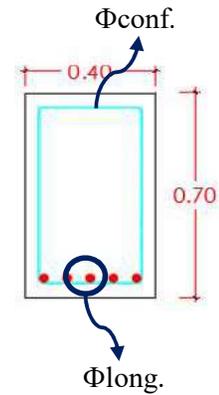
### 1. Ubicación del elemento:



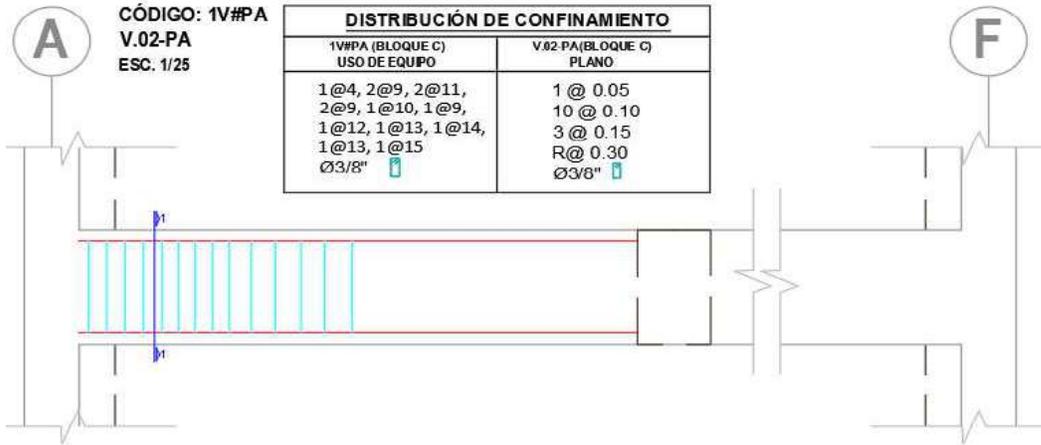
### 2. Características:

Bloque:	C
Nivel:	Primer
Elemento:	Viga
Codigo:	1V#PE
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

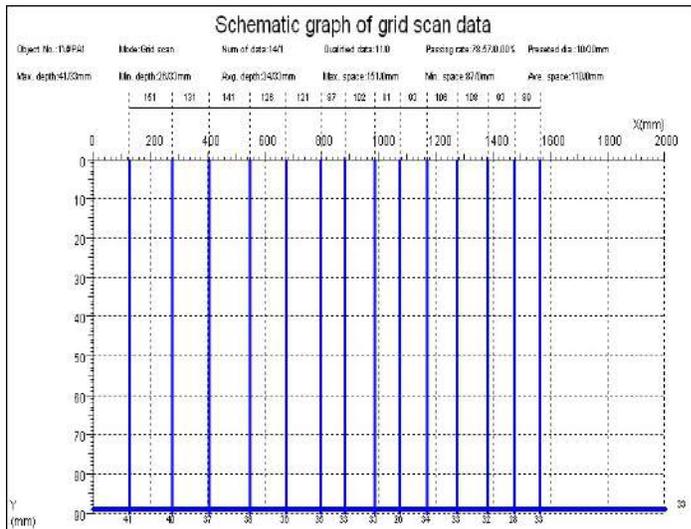
### 3. Sección:



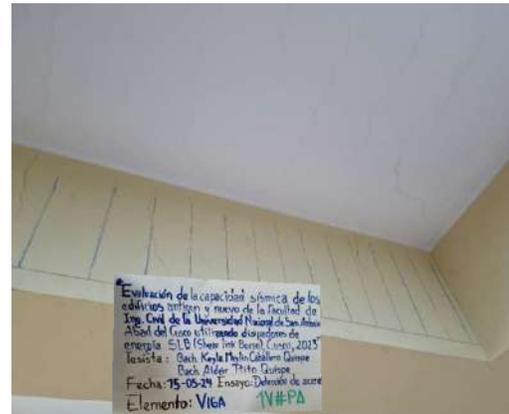
### 4. Distribución de Confinamiento en Vigas 2V-PA:



### 5. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

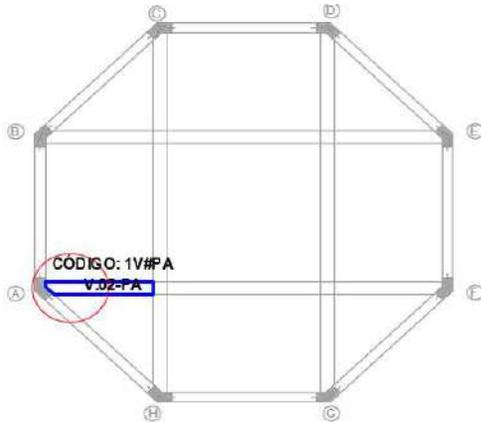


### 6. Fotografía 2V-PE



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

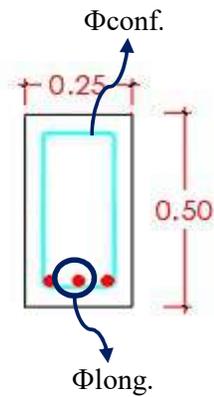
### 1. Ubicación del elemento:



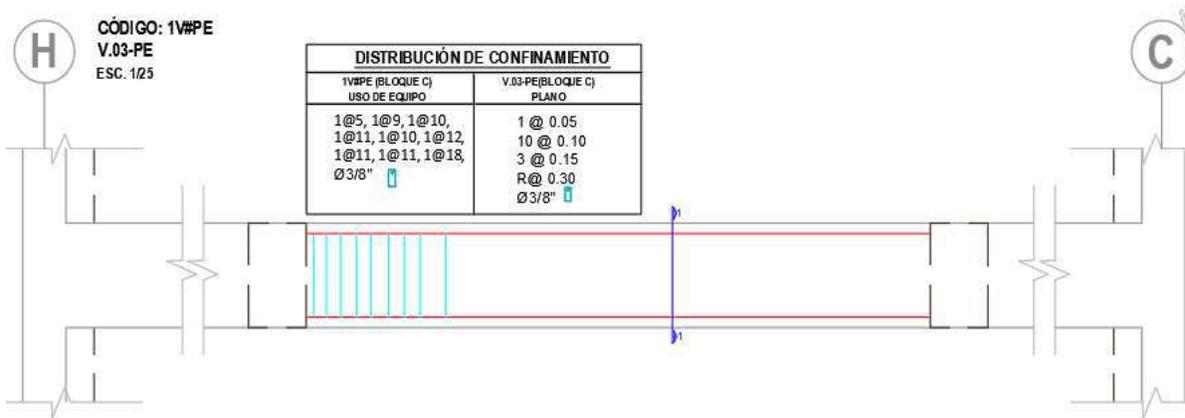
### 2. Características:

Bloque:	C
Nivel:	Primer
Elemento:	Viga
Codigo:	1V#PE
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max} =$	0.08 m
$r_{min} =$	0.05 m
$\Phi_{long.} =$	1"
$\Phi_{conf.} =$	3/8"

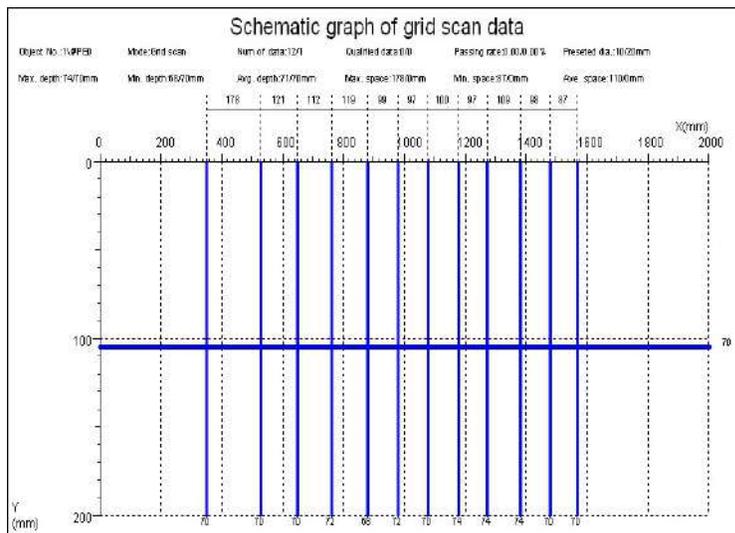
### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Vigas 1V#PE:



### 5. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

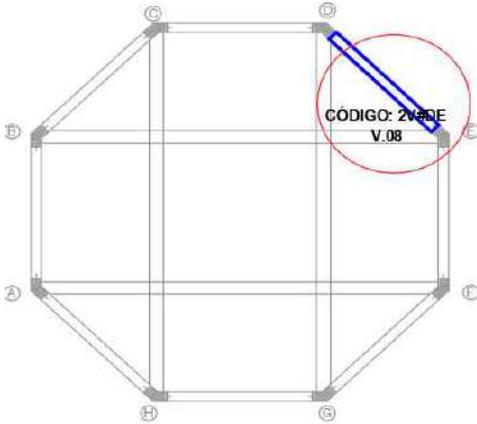


### 6. Fotografía 1V#PE:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

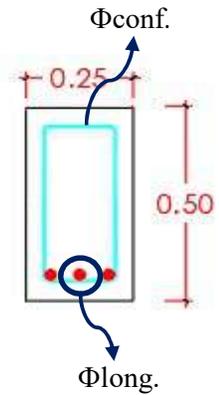
### 1. Ubicación del elemento:



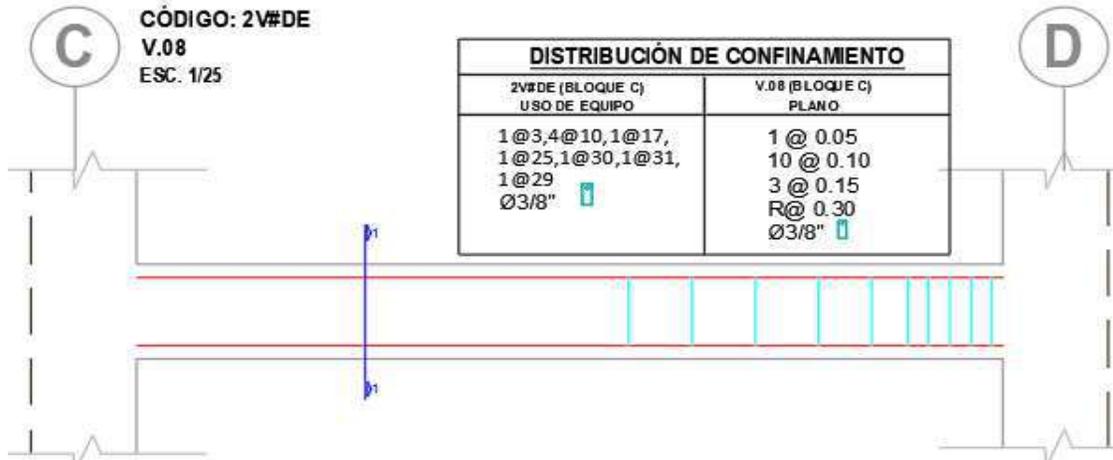
### 2. Características:

Bloque:	C
Nivel:	Segundo
Elemento:	Viga
Codigo:	2V#DE
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

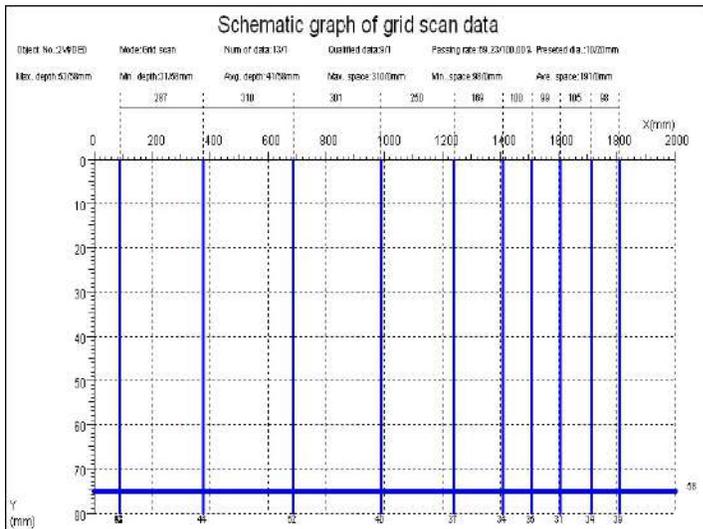
### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Vigas 2V#DE:



### 5. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

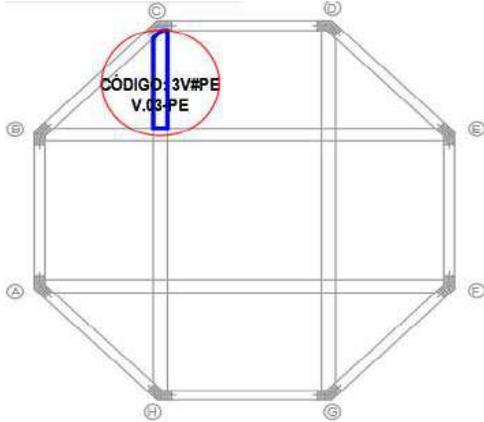


### 6. Fotografía 2V#DE



# HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

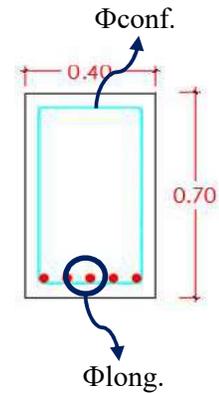
## 1. Ubicación del elemento:



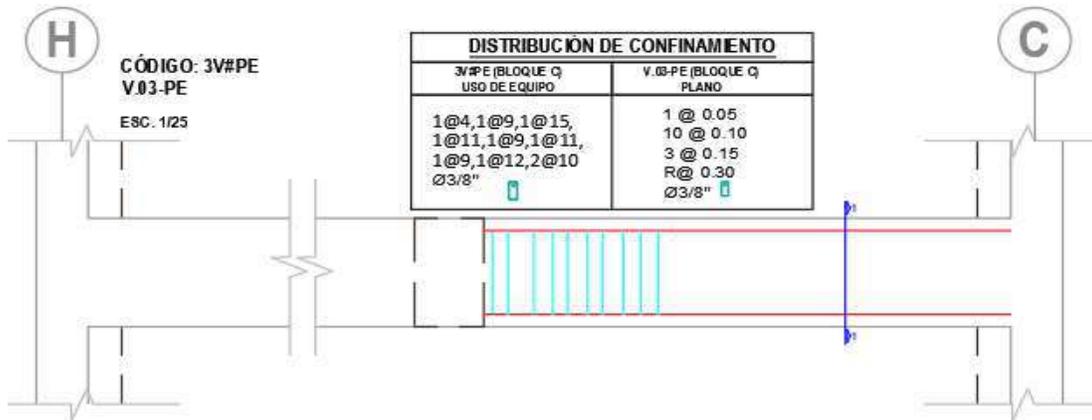
## 2. Características:

Bloque:	C
Nivel:	Tercer
Elemento:	Viga
Codigo:	3V#PE
Long. Analisis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

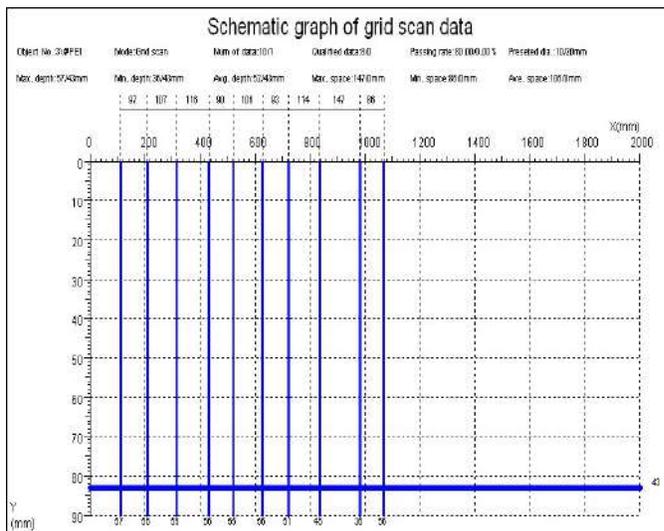
## 3. Sección:



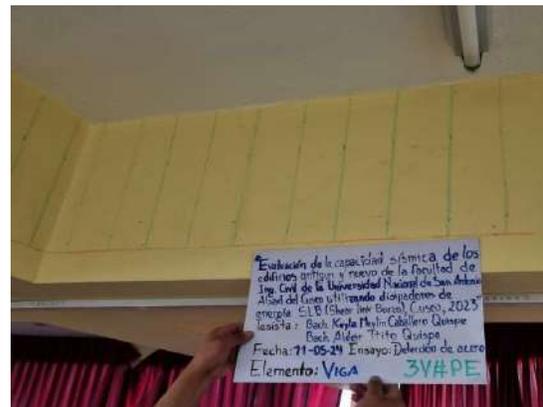
## 4. Distribución de Confinamiento en Vigas 3V#PE:



## 5. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

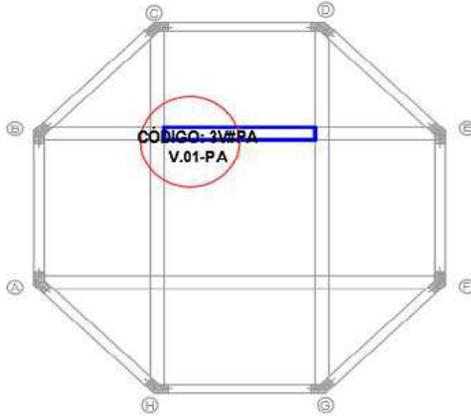


## 6. Fotografía 3V#PE:



# HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

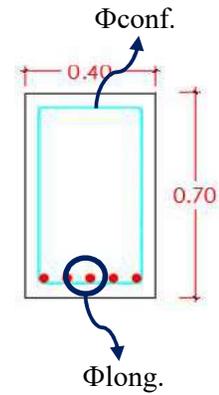
## 1. Ubicación del elemento:



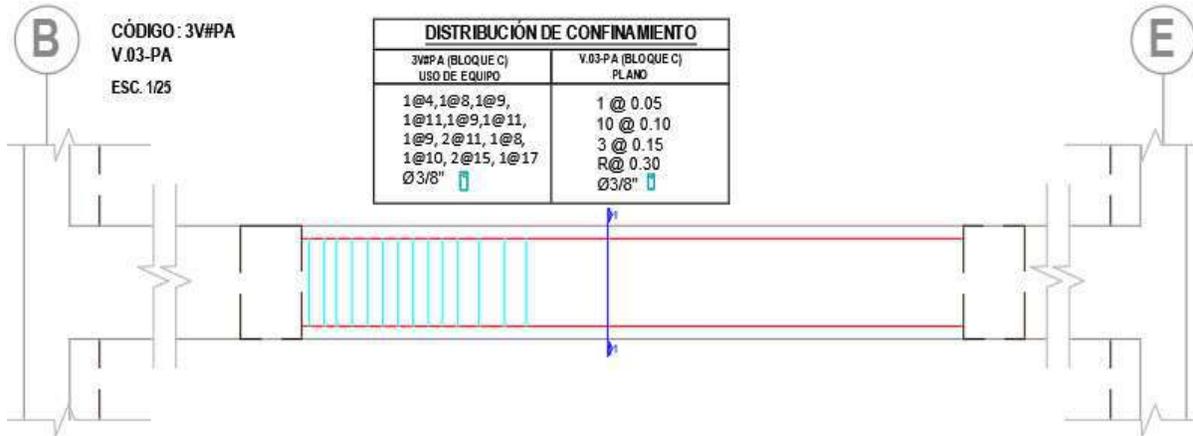
## 2. Características:

Bloque:	C
Nivel:	Tercer
Elemento:	Viga
Codigo:	3V#PA
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

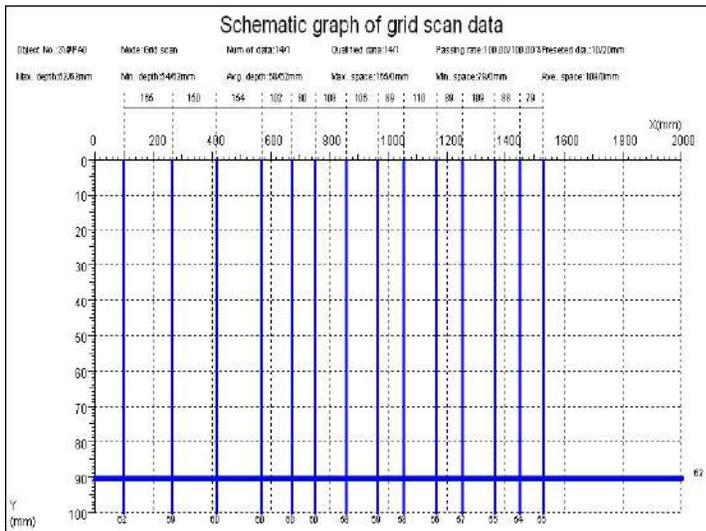
## 3. Sección:



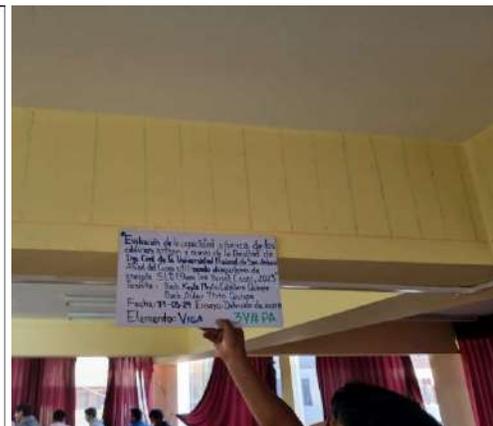
## 4. Distribución de Confinamiento en Vigas 3V#PA:



## 5. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

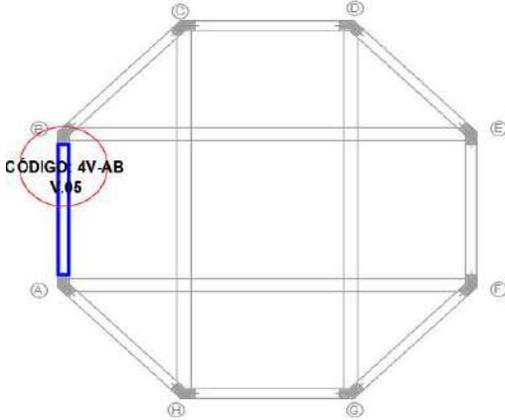


## 6. Fotografía 3V#PA:



# HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

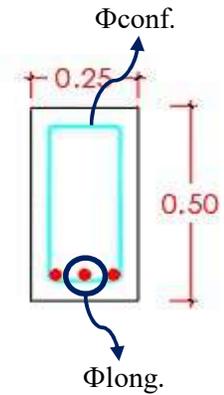
## 1. Ubicación del elemento:



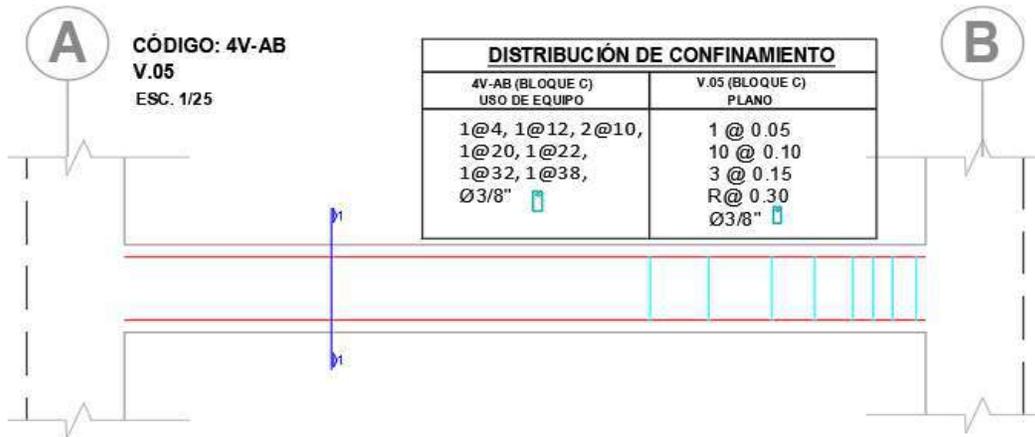
## 2. Características:

Bloque:	C
Nivel:	Cuarto
Elemento:	Viga
Codigo:	4V#AB
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

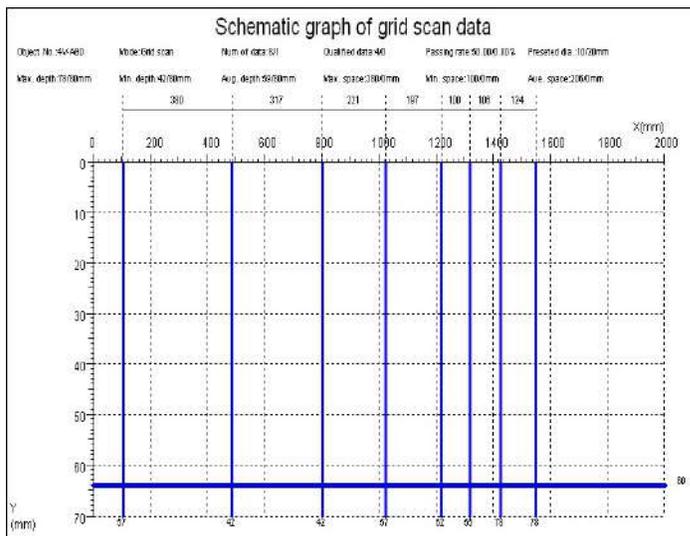
## 3. Sección:



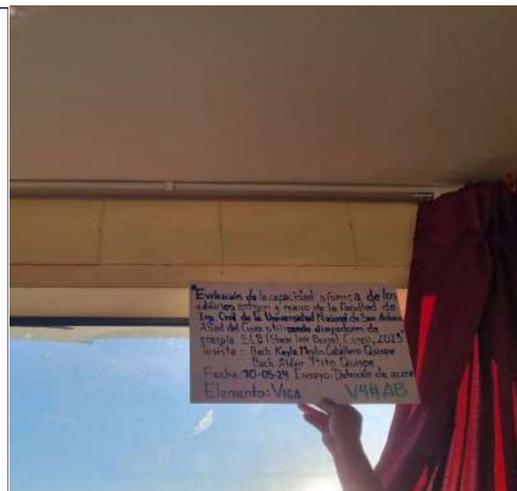
## 4. Distribución de Confinamiento en Vigas 4V#AB:



## 5. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

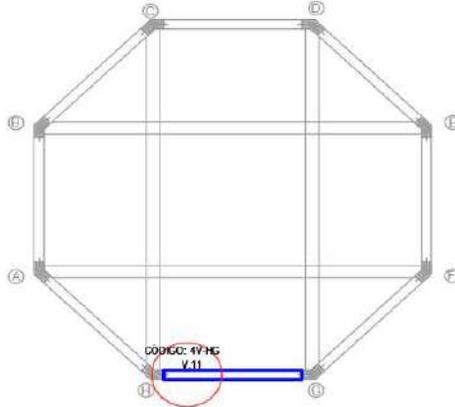


## 6. Fotografía 4V#AB



# HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

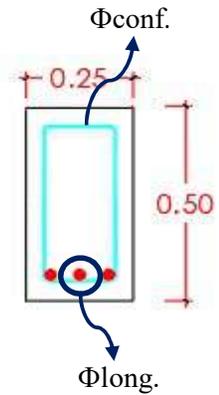
## 1. Ubicación del elemento:



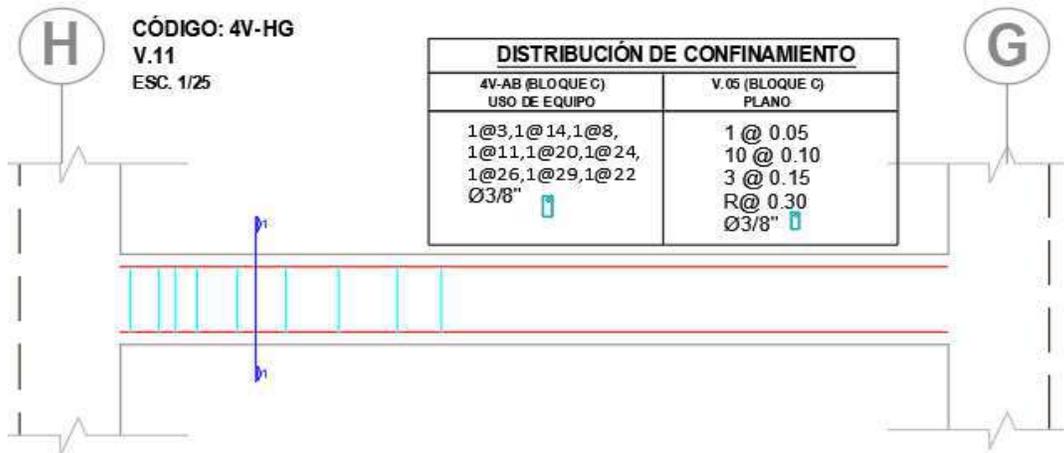
## 2. Características:

Bloque:	C
Nivel:	Cuarto
Elemento:	Viga
Codigo:	4V#GH
Long. Analisis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

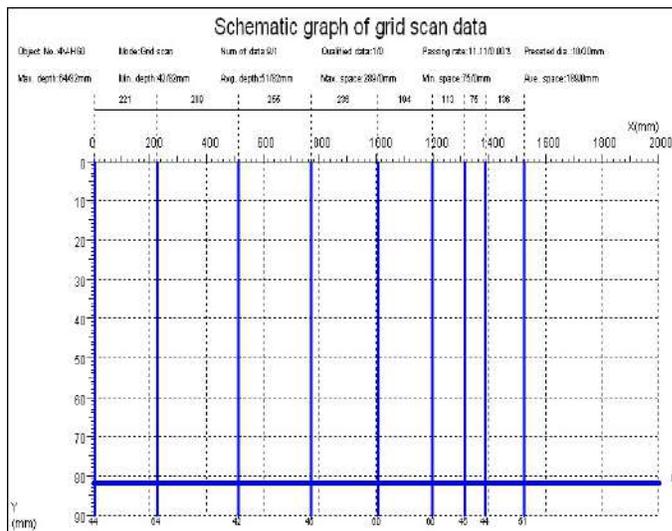
## 3. Sección:



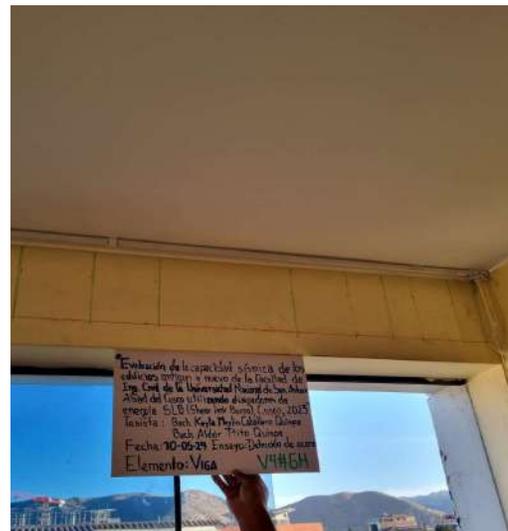
## 4. Distribución de Confinamiento en Vigas 4V#GH:



## 5. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

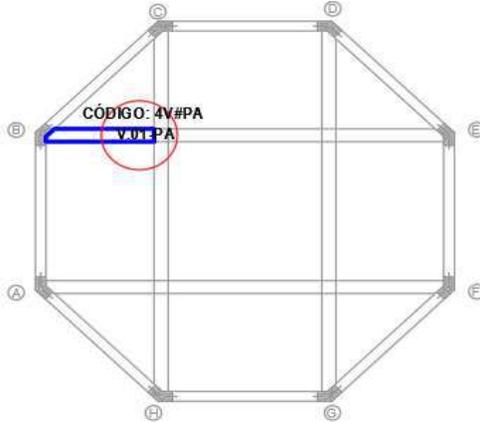


## 6. Fotografía 4V#HG:



# HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

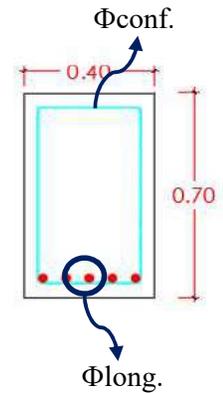
## 1. Ubicación del elemento:



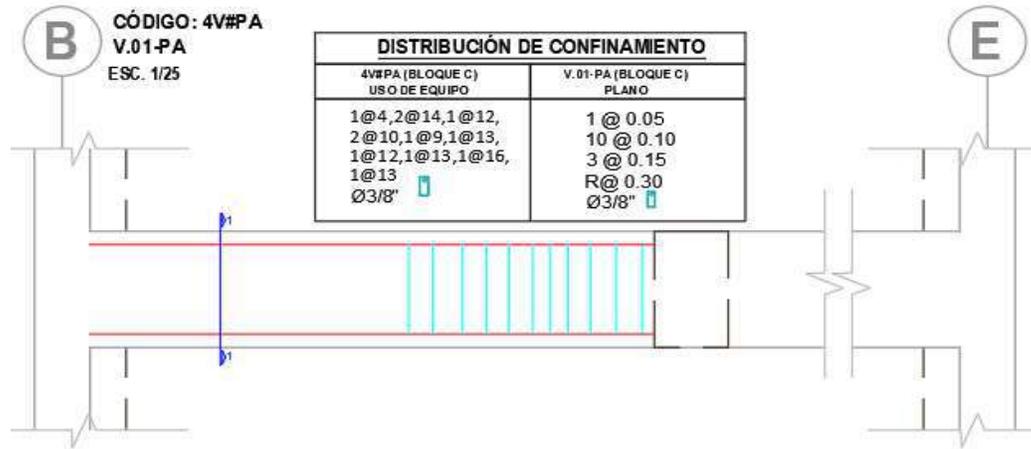
## 2. Características:

Bloque:	C
Nivel:	Cuarto
Elemento:	Viga
Codigo:	4V#PA
Long. Analisis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

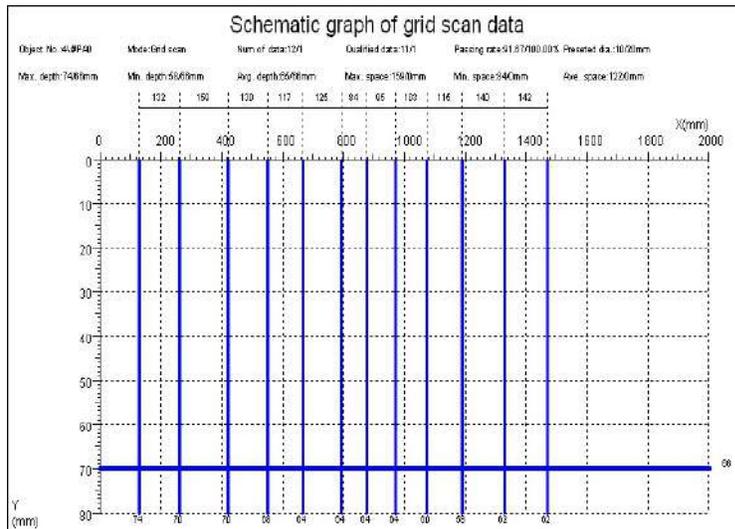
## 3. Sección:



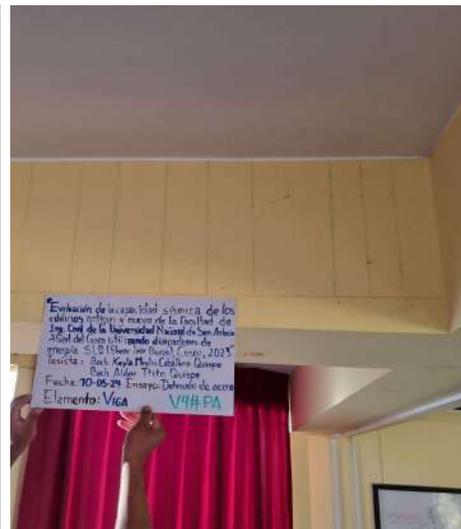
## 4. Distribución de Confinamiento en Vigas 4V#PA:



## 6. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:

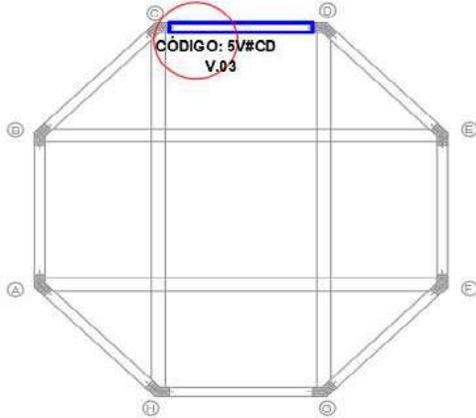


## 7. Fotografía 4V#PA:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

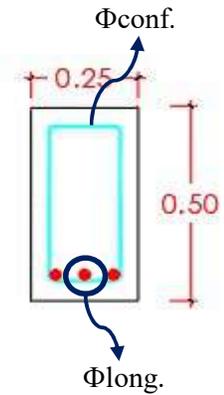
### 1. Ubicación del elemento:



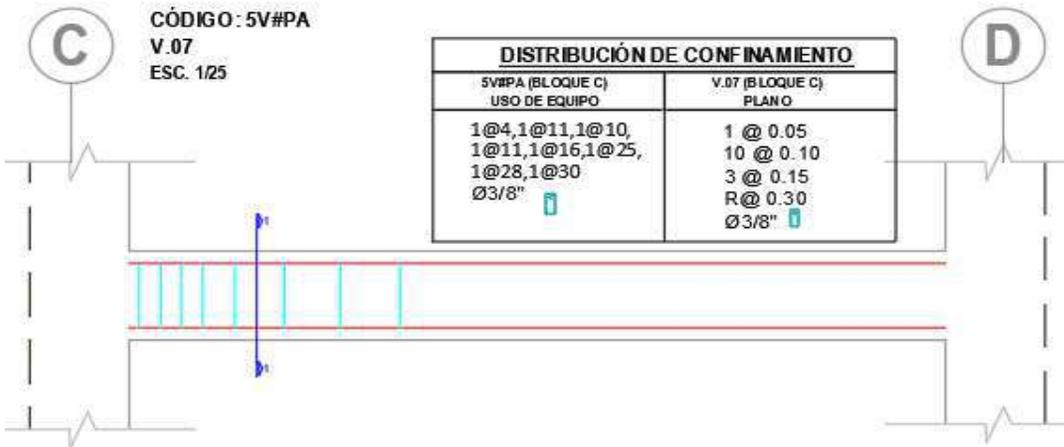
### 2. Características:

Bloque:	C
Nivel:	Quinto
Elemento:	Viga
Codigo:	5V#CD
Long. Analysis:	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long}$ =	1"
$\Phi_{conf}$ =	3/8"

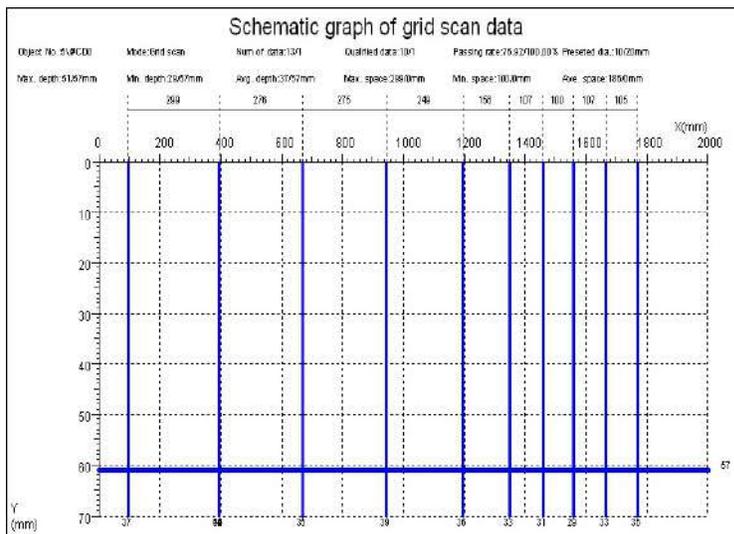
### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Vigas 5V#CD:



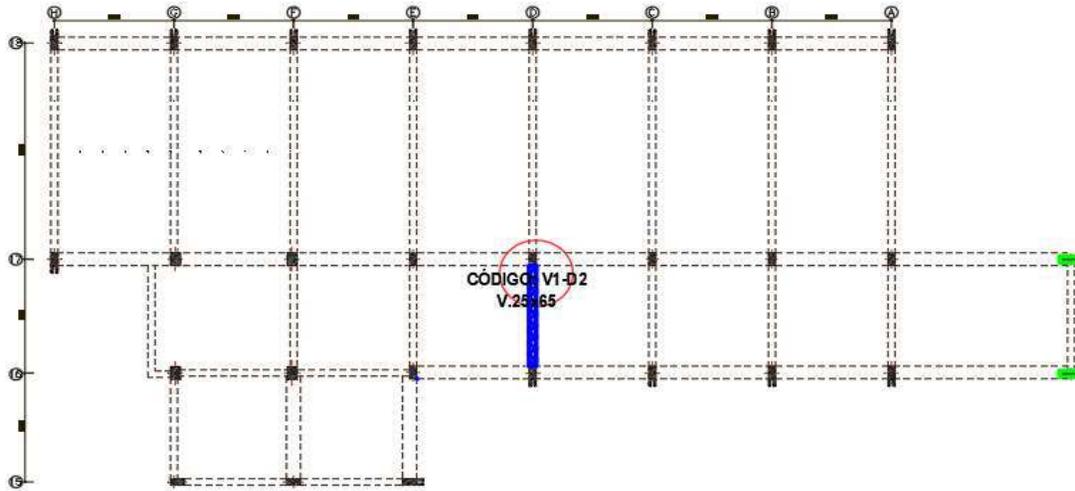
### 5. Distribución de acero de refuerzo en ZLB.600:



### 6. Fotografía 5V#CD:

## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

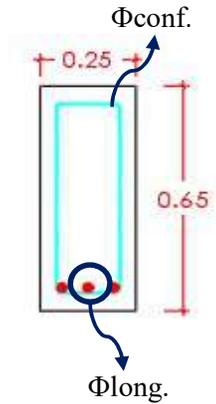
### 1. Ubicación del elemento:



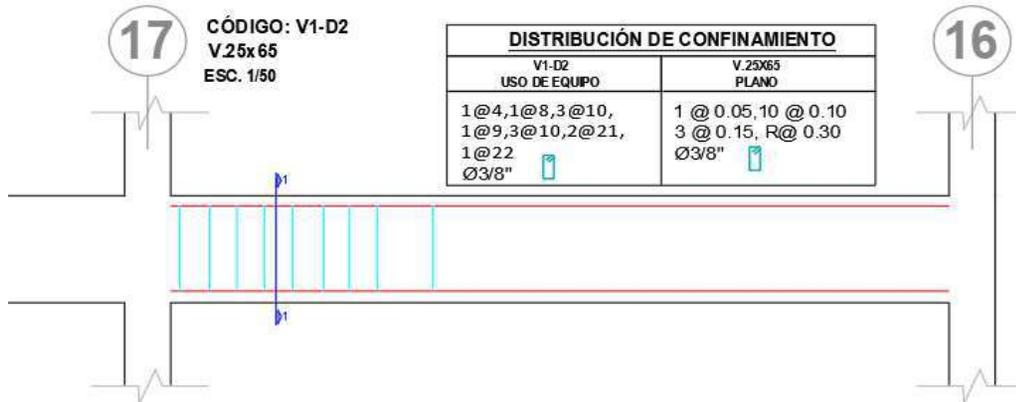
### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Primer
Elemento:	Viga
Codigo:	V1-D2
Long.Analisis :	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

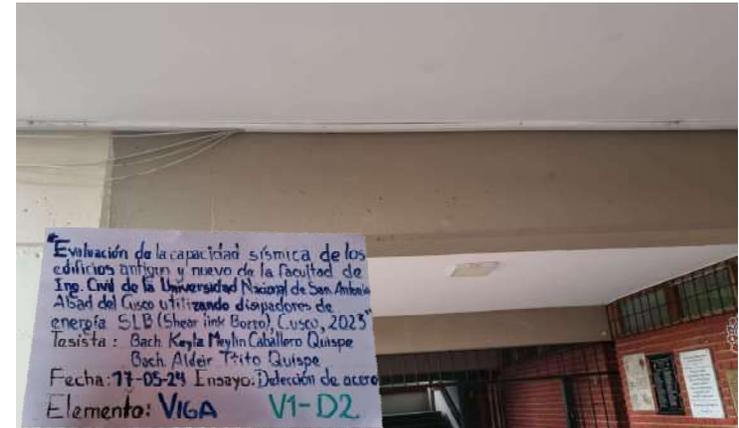
### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Vigas V1-D2:

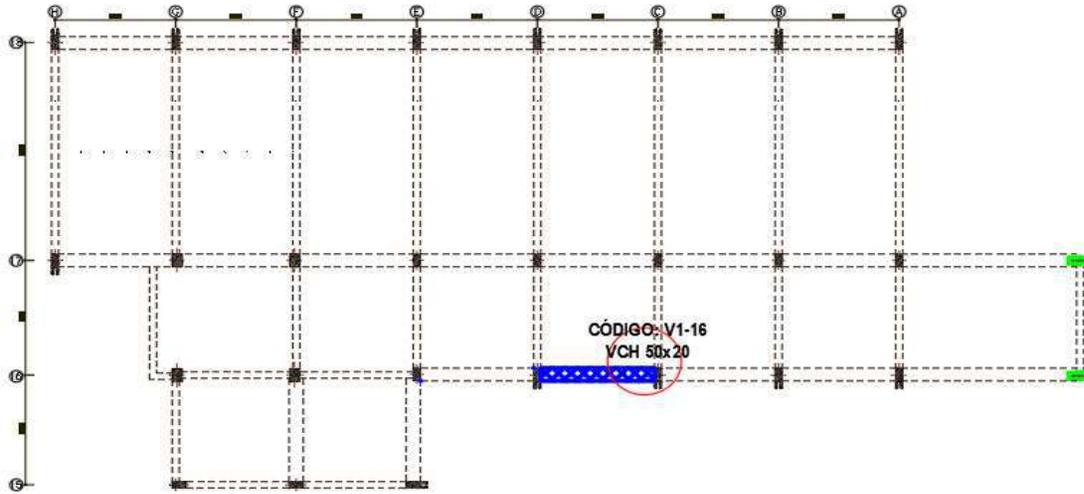


### 5. Fotografía V1-D2:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

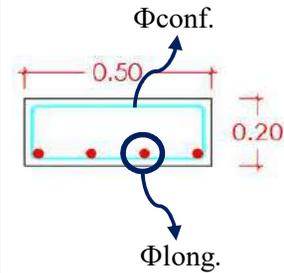
### 1. Ubicación del elemento:



### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Primer
Elemento:	Viga
Codigo:	V1-16
Long.Analisis :	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

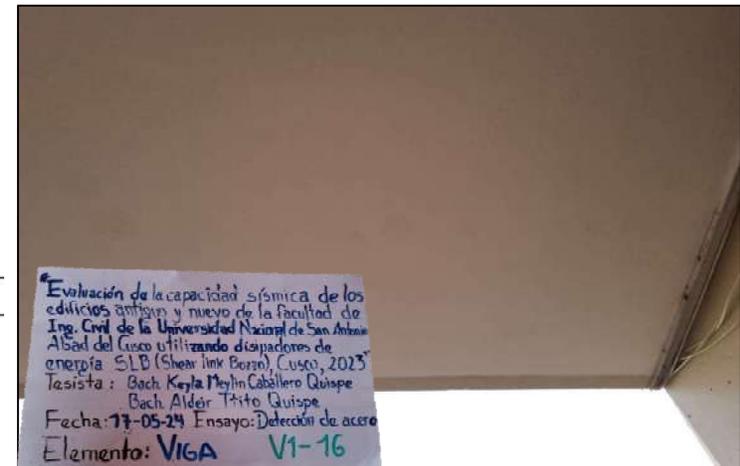
### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Vigas V1-16:

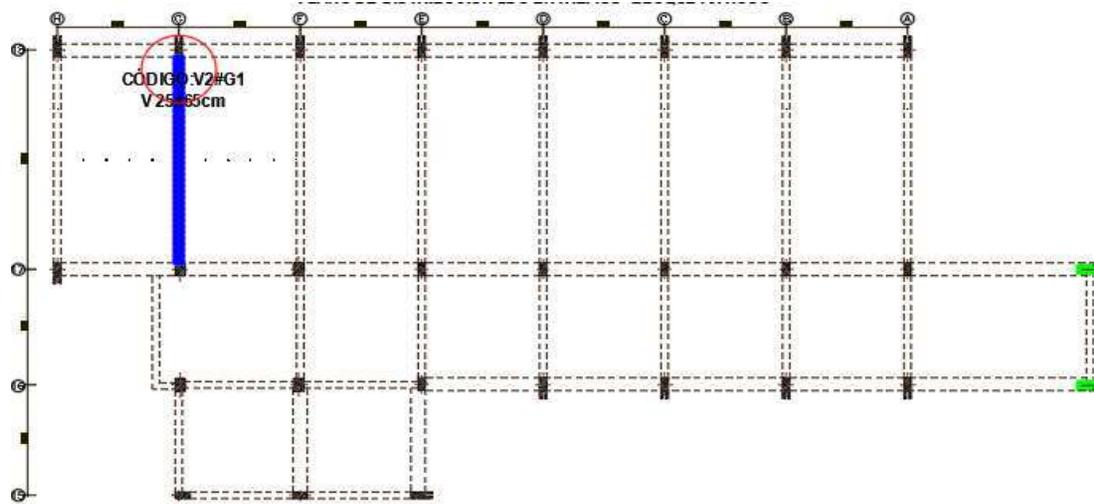


### 5. Fotografía V1-16:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

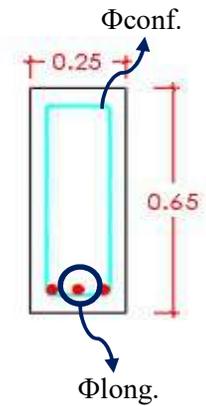
### 1. Ubicación del elemento:



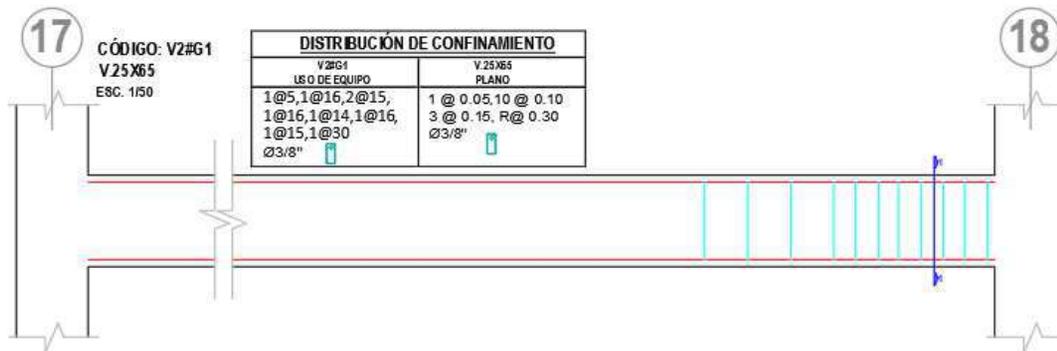
### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Segundo
Elemento:	Viga
Codigo:	V2#G1
Long.Analisis :	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Vigas V2#G1:

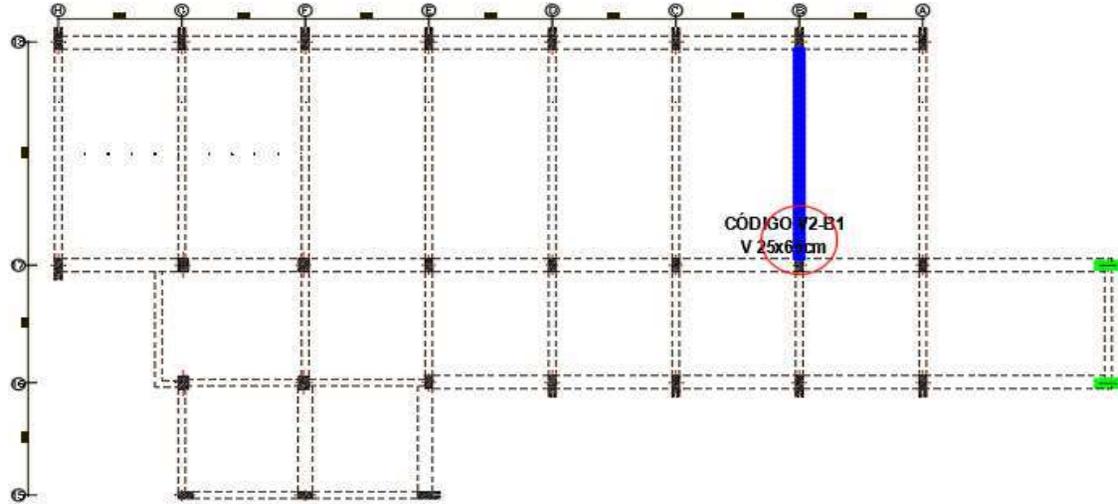


### 5. Fotografía V2#G1:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

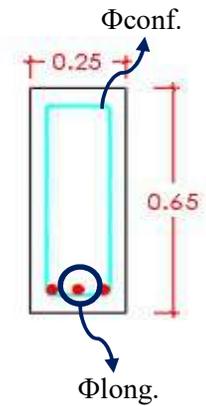
### 1. Ubicación del elemento:



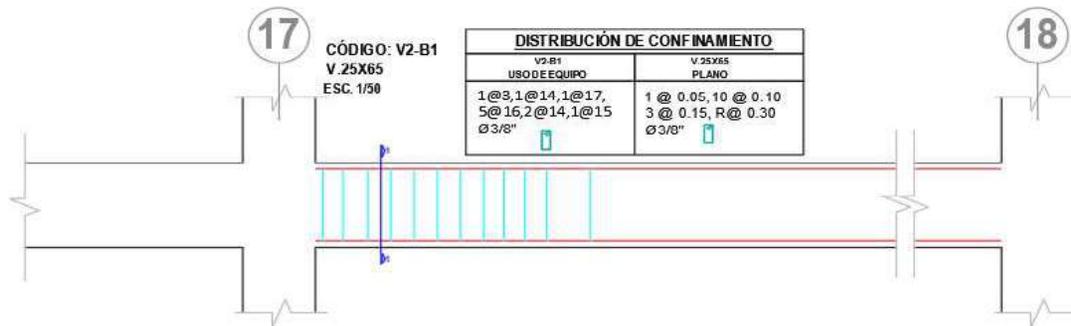
### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Segundo
Elemento:	Viga
Codigo:	V2-B1
Long.Analisis :	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Vigas V2-B1:

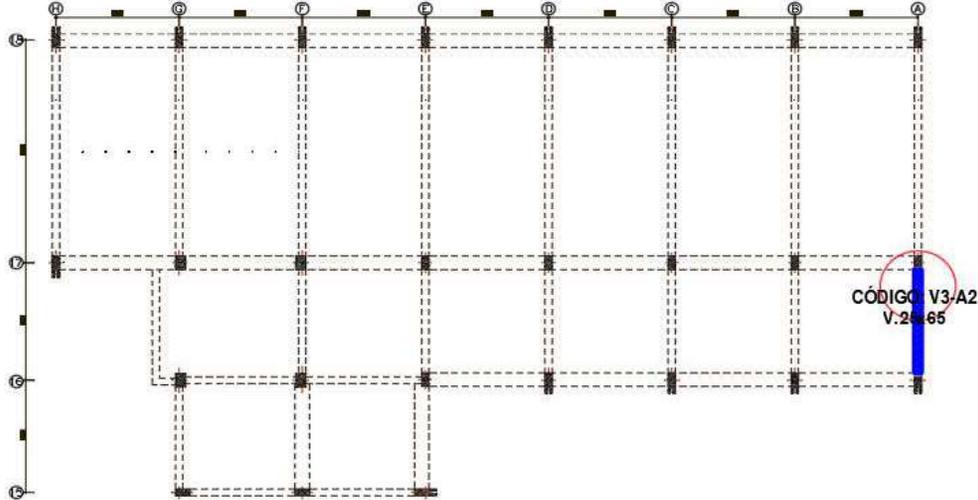


### 5. Fotografía V2-B1:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

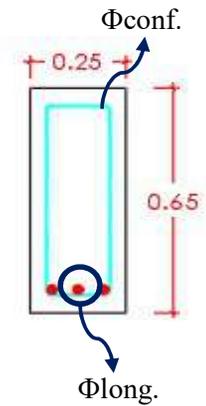
### 1. Ubicación del elemento:



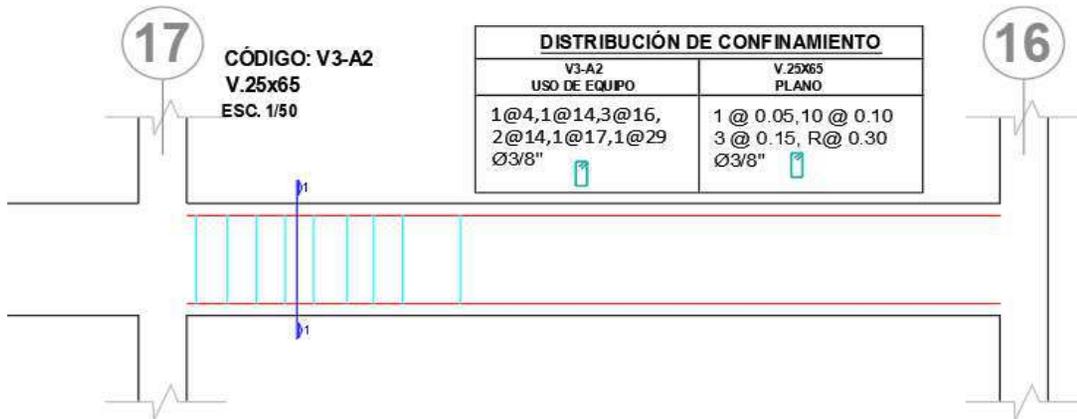
### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Tercer
Elemento:	Viga
Codigo:	V3-A2
Long.Analisis :	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Vigas V3-A2:

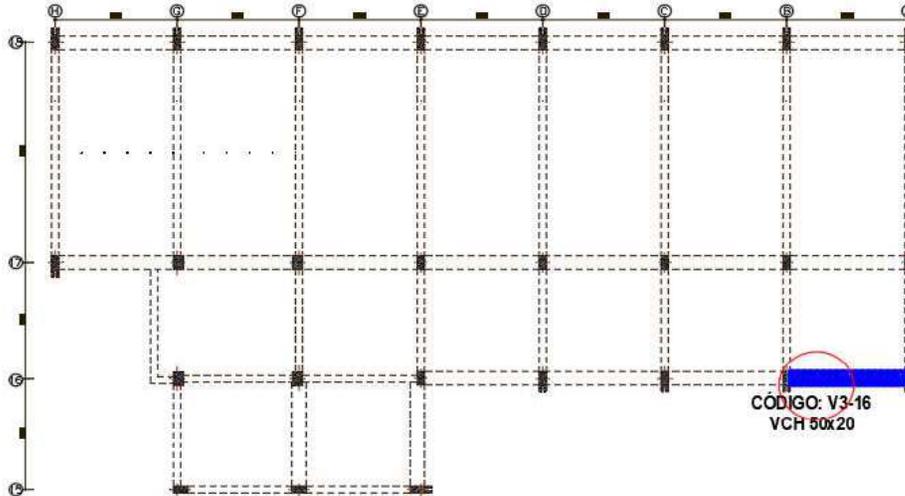


### 5. Fotografía V3-A2:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

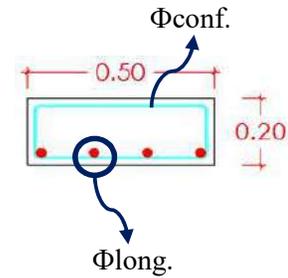
### 1. Ubicación del elemento:



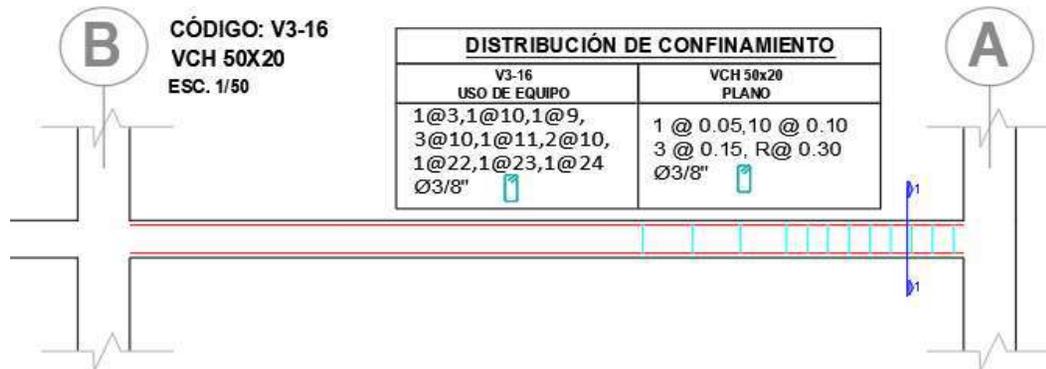
### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Tercer
Elemento:	Viga
Codigo:	V3-16
Long.Analisis :	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Vigas V3-16:

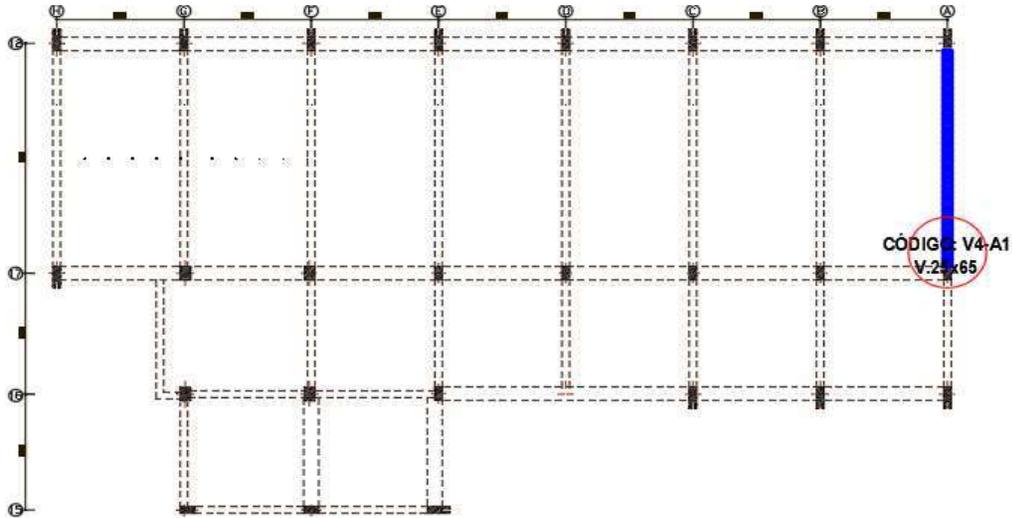


### 5. Fotografía V3-16:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

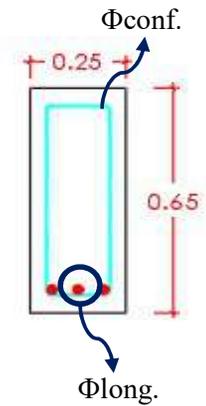
### 1. Ubicación del elemento:



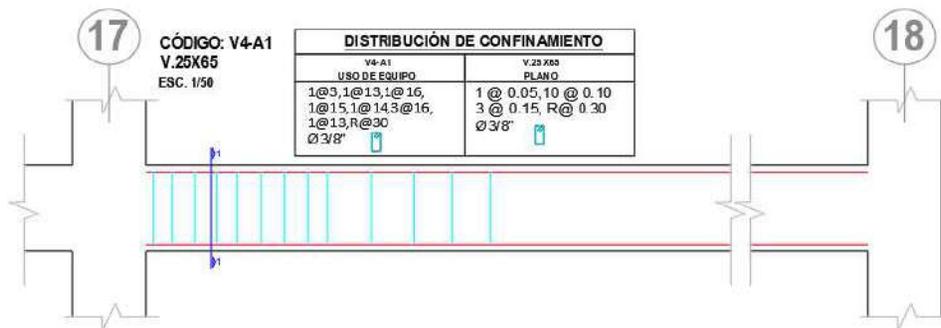
### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Cuarto
Elemento:	Viga
Codigo:	V4-A1
Long.Analisis :	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Vigas V4-A1:

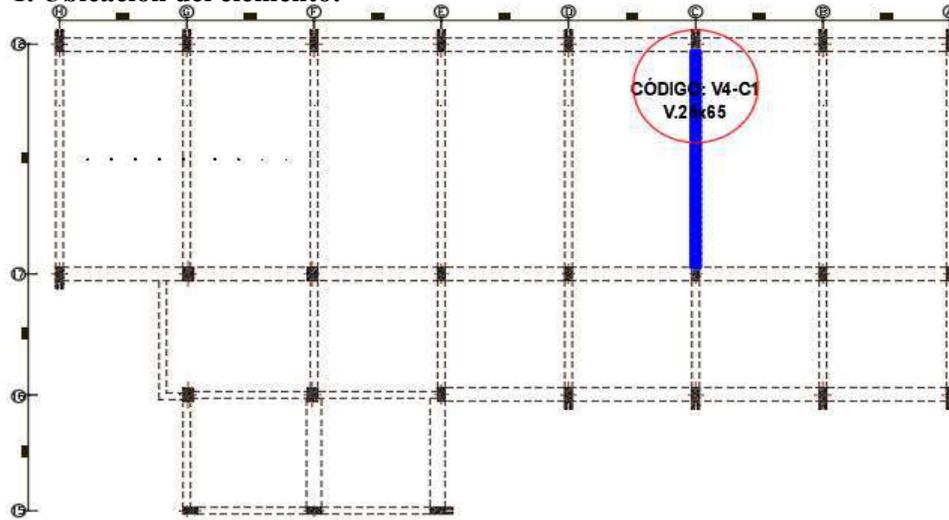


### 5. Fotografía V4-A1:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

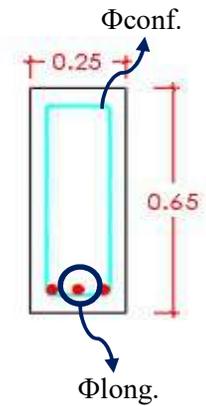
### 1. Ubicación del elemento:



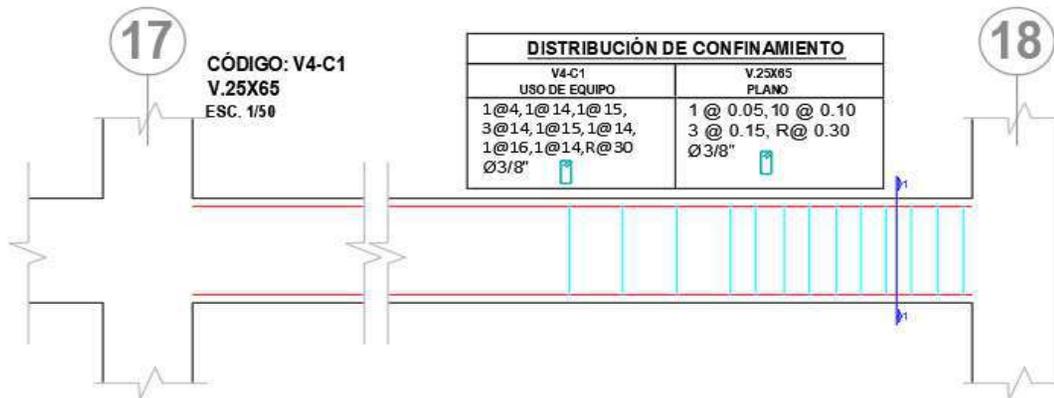
### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Cuarto
Elemento:	Viga
Codigo:	V4-C1
Long.Analisis :	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Vigas V4-C1:

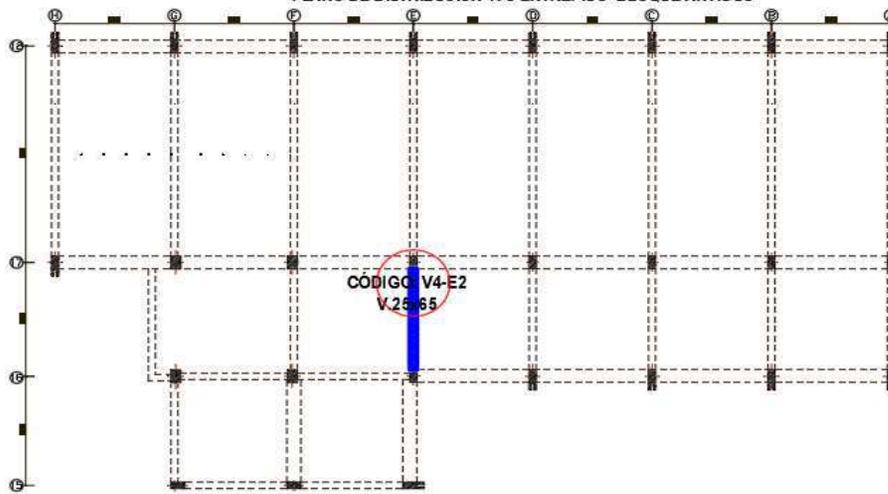


### 5. Fotografía V4-C1:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

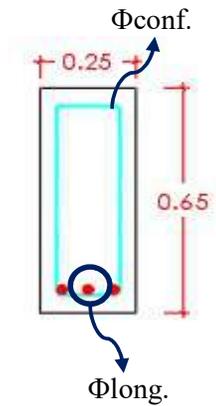
### 1. Ubicación del elemento:



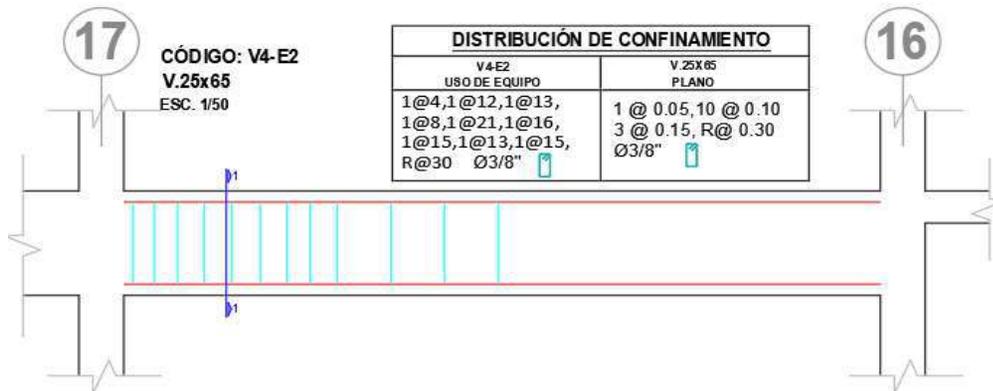
### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Cuarto
Elemento:	Viga
Codigo:	V4-E2
Long.Analisis :	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

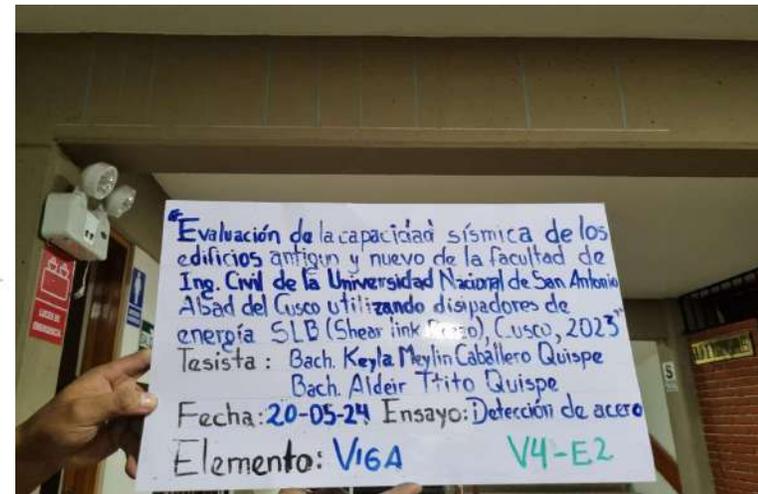
### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Vigas V4-E2:

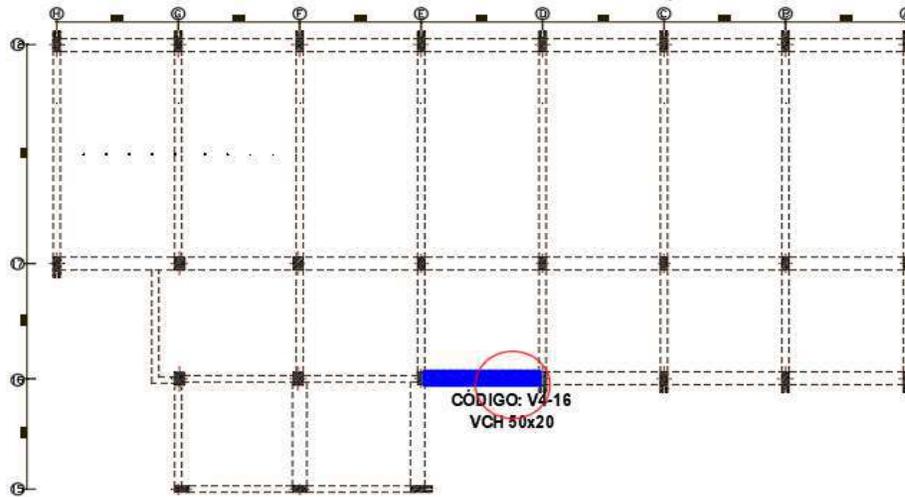


### 5. Fotografía V4-E2:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

### 1. Ubicación del elemento:

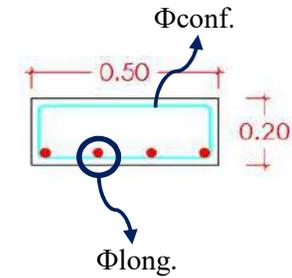


CÓDIGO: V4-16  
VCH 50x20

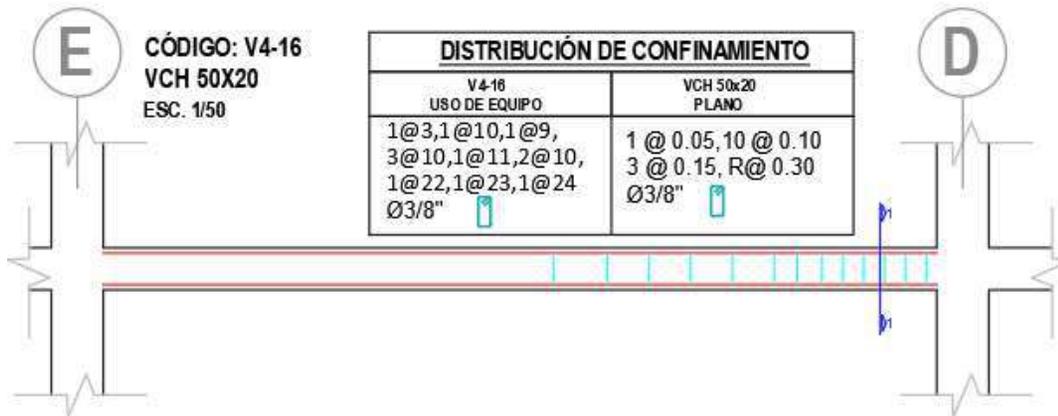
### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Cuarto
Elemento:	Viga
Codigo:	V4-16
Long.Analisis :	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Vigas V4-16:

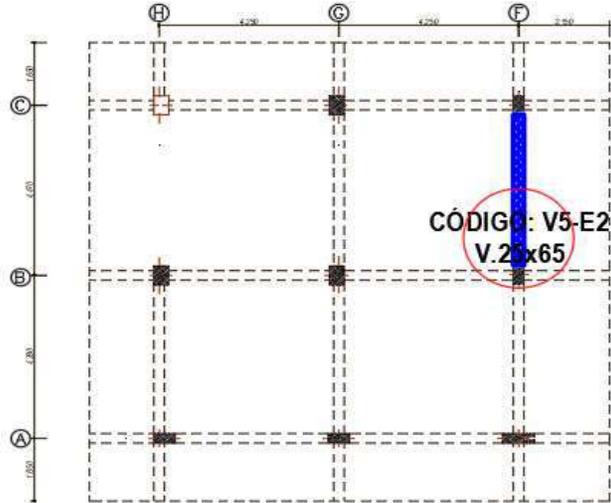


### 5. Fotografía V4-16:



## HOJA DE REGISTRO DE DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO

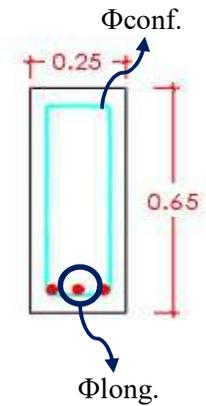
### 1. Ubicación del elemento:



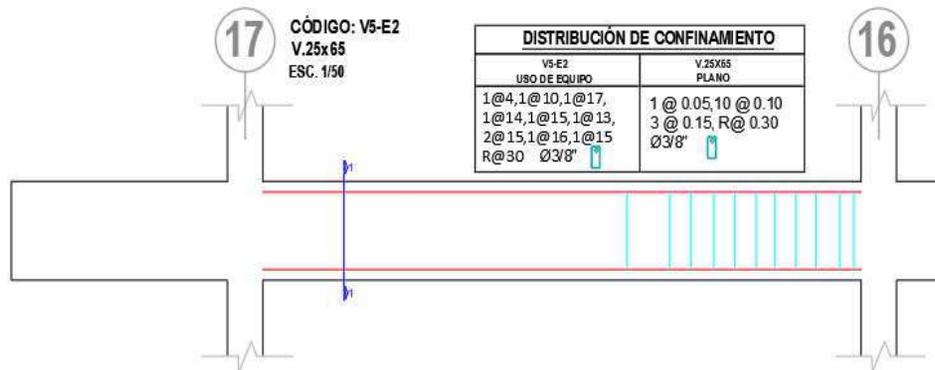
### 2. Características:

Bloque:	A
Nivel:	Quinto
Elemento:	Viga
Código:	V5-E2
Long.Análisis :	1.30 m
$r_{max}$ =	0.08 m
$r_{min}$ =	0.05 m
$\Phi_{long.}$ =	1"
$\Phi_{conf.}$ =	3/8"

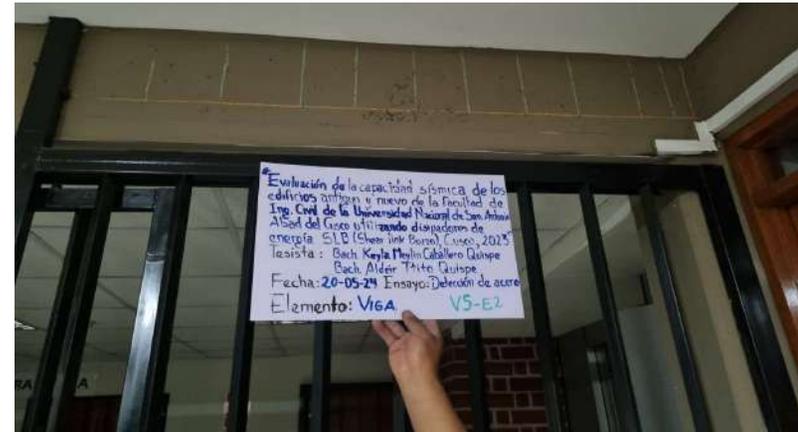
### 3. Sección:



### 4. Distribución de Confinamiento en Vigas V5-E2:



### 5. Fotografía V5-E2:



**ANEXO 5. Informe de la evaluación del  
concreto de los edificios de la facultad de  
ingeniería civil de la Universidad  
Nacional San Antonio Abad del Cusco  
para su reforzamiento estructural**

## 1. Información Básica de los Edificios a Evaluar

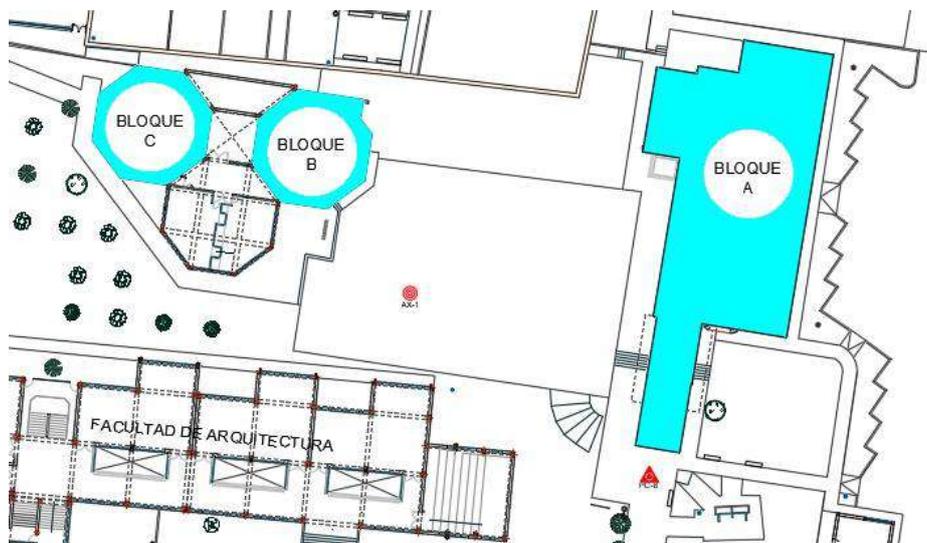
En el presente informe se analiza la resistencia a compresión del concreto de las tres edificaciones de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco. El bloque A es una edificación de pórticos de concreto armado, cuya construcción comenzó en 1981, siendo considerado como un pabellón antiguo.

Por otro lado, el bloque B está constituido por placas, vigas y columnas, mientras que el bloque C también está formado por pórticos de concreto armado. Ambas edificaciones, bloque B y bloque C, iniciaron su construcción en 2001 (ver Tabla 4).

**Tabla 1. Información básica del año de construcción de las estructuras de la FIC**

Numero	Edificio	Bloque	Año de Construcción
1	Edificación Antigua de la FIC	A	1981
2	Edificación Nueva de la FIC	B	2001
3	Edificación Nueva de la FIC	C	2001

En la Figura 1 se muestra el plano en planta de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco. En el plano, las formas coloreadas representan las estructuras de los bloques A, B y C.

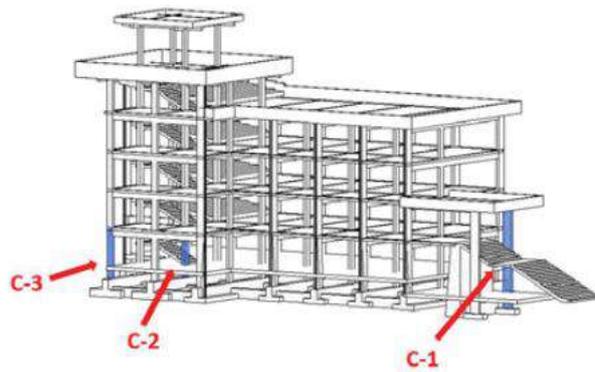


**Figura 1. Edificaciones en análisis de la Facultad de Ingeniería Civil**

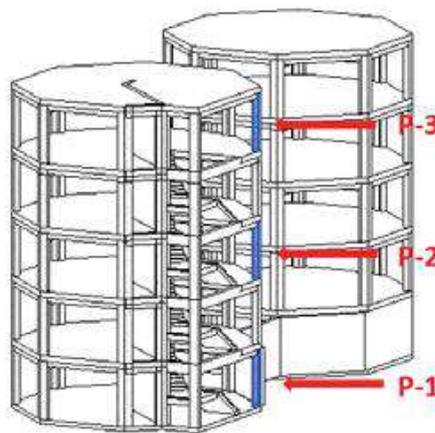
## 2. Propiedades del concreto en los bloques de la facultad de Ingeniería Civil

Se realizaron ensayos de diamantina que son de carácter destructivo, para conocer la resistencia del concreto en las dos edificaciones y así tener un panorama más amplio del estado actual de las edificaciones.

A continuación, se muestran los resultados y la ubicación de donde se realizaron los ensayos realizados:



**Figura 2. Ubicación de los Ensayos de Perforación con diamantina – Bloque A**



**Figura 3. Ubicación de los Ensayos de Perforación con diamantina – Bloque B y C**

**Tabla 2. Resultados de los ensayos de perforación con diamantina – Bloque A**

	C-01	C-02	C-03
Relación L/D	1.5	1.01	1.01
Factor de Corrección por L/D	0.96	0.87	0.87
Condición de Humedad al momento del ensayo	Seca a la intemperie	Seca a la intemperie	Seca a la intemperie

Dirección de la aplicación de la carga respecto al plano Horizontal del Vaciado	Perpendicular	Perpendicular	Perpendicular
Tamaño máximo nominal del agregado grueso del concreto	1"	1"	1"
Fecha de extracción del testigo	16/10/2018	16/10/2018	16/10/2018
Fecha de ensayo - resistencia a la compresión	19/10/2018	19/10/2018	19/10/2018
Resistencia (kg/cm <sup>2</sup> )	119	263	273
Resistencia mínima (kg/cm <sup>2</sup> )	210	210	210
Observación	INACEPTABLE	CUMPLE	CUMPLE

**Tabla 3. Resultados de los ensayos de perforación con diamantina – Bloque B y C**

	<b>P-01</b>	<b>P-02</b>	<b>P-03</b>
Relación L/D	1.07	1.63	1.78
Factor de Corrección por L/D	0.87	0.97	0.99
Condición de Humedad al momento del ensayo	Seca a la intemperie	Seca a la intemperie	Seca a la intemperie
Dirección de la aplicación de la carga respecto al plano Horizontal del Vaciado	Perpendicular	Perpendicular	Perpendicular
Tamaño máximo nominal del agregado grueso del concreto	1/2"	1/2"	1/2"
Fecha de extracción del testigo	16/10/2018	16/10/2018	16/10/2018
Fecha de ensayo - resistencia a la compresión	19/10/2018	19/10/2018	19/10/2018
Resistencia (kg/cm <sup>2</sup> )	108	166	133
Resistencia mínima (kg/cm <sup>2</sup> )	210	210	210
Observación	INACEPTABLE	INACEPTABLE	INACEPTABLE

Los ensayos fueron realizados por un laboratorio externo. Este tipo de ensayo es necesario realizarlo como personal calificado. Todo el informe emitido por el laboratorio a partir de la prueba se muestra al final de este informe.

Se sacó un promedio aritmético de la resistencia a compresión de los resultados de los

ensayos de diamantina para obtener el módulo de elasticidad del concreto de las edificaciones a evaluar:

**Tabla 4. Resistencia modificada para evaluación – Bloque B y C**

Ubicación	Diámetro	l/d	Dial (Mpa)	Corrección l/d	$f'_c$ nucelos (Mpa)	$\alpha$	$F_{l/d}$	$F_{dia}$	$F_{mc}$	$F_d$	$f'_c$ diseño (Mpa)	$f'_c$ diseño (kg/cm <sup>2</sup> )
Primer piso	7.67	1.07	12.18	0.87	10.597	4.30E-04	0.879	1.028	0.96	1.06	9.748	99.4
Tercer piso	7.1	1.63	16.83	0.97	16.325	4.30E-04	0.981	1.035	0.96	1.06	16.868	172.01
Quinto piso	7.09	1.78	13.21	0.99	13.078	4.30E-04	0.993	1.035	0.96	1.06	13.681	139.5

**Tabla 5. Resistencia modificada para evaluación – Bloque A**

Ubicación	Diámetro	l/d	Dial (Mpa)	Corrección l/d	$f'_c$ nucelos (Mpa)	$\alpha$	$F_{l/d}$	$F_{dia}$	$F_{mc}$	$F_d$	$f'_c$ diseño (Mpa)	$f'_c$ diseño (kg/cm <sup>2</sup> )
Primera muestra	7.017	1.5	12.15	0.96	11.664	4.30E-04	0.965	1.048	0.96	1.06	12.004	122.41
Segunda muestra	6.967	1.01	29.67	0.87	25.813	4.30E-04	0.87	1.049	0.96	1.06	23.954	244.26
Tercera muestra	7	1.01	30.76	0.87	26.761	4.30E-04	0.87	1.048	0.96	1.06	24.833	253.23

### 3. Factores que Afectan la Calidad y Resistencia del Concreto en la Construcción

- **Deficiencia en la calidad del concreto:** Puede ser que el concreto utilizado no haya cumplido con las especificaciones de mezcla, lo que afectó la resistencia final de las muestras.
- **Mal curado del concreto:** Un mal proceso de curado durante la etapa de fraguado puede haber reducido la resistencia final del concreto, dado que el curado adecuado es crucial para el desarrollo de su resistencia.
- **Problemas en el control de la mezcla:** Variaciones en la dosificación de los materiales o en el proceso de mezcla durante la construcción pueden haber afectado la calidad del concreto.
- **Factores externos durante la ejecución:** Condiciones climáticas adversas o fallas en los procedimientos de construcción también pueden haber influido en los resultados obtenidos.

### 4. Conclusiones

- En el proceso de evaluación estructural de las columnas del Bloque B y C, se extrajeron muestras para realizar ensayos de compresión y verificar si cumplían con los valores de resistencia establecidos en el diseño estructural. Sin embargo, los resultados obtenidos de las muestras extraídas de los niveles primero, tercero y quinto no alcanzaron los valores de resistencia esperados según el diseño.

Las muestras presentaron los siguientes resultados de resistencia de compresión:

**Primer nivel:** 99.4 kg/cm<sup>2</sup>, **Tercer nivel:** 172.01 kg/cm<sup>2</sup>, **Quinto nivel:** 139.5 kg/cm<sup>2</sup>

Estos valores fueron significativamente inferiores a los requeridos por el diseño estructural, lo que indica una posible deficiencia en la calidad del concreto o en el proceso de curado de las columnas en los niveles mencionados. En general, la resistencia de compresión del concreto es un factor fundamental para garantizar la estabilidad y seguridad de las estructuras, ya que este material soporta las cargas verticales y, en el caso de un sismo, juega un papel crucial en la integridad de la edificación.

- La rotura del espécimen de la muestra 1, que se encuentra en la escalera del Bloque A, no cumple con los requisitos establecidos para la resistencia de diseño. El valor de la resistencia obtenido en la prueba es de 122.41 kg/cm<sup>2</sup>, lo cual es inferior al valor de resistencia que debería tener según el diseño. Esto indica que el material o la estructura no es lo suficientemente fuerte para soportar las cargas esperadas según lo planificado.
- Las muestras extraídas de las columnas del Bloque A, al ser sometidas a pruebas de resistencia a la compresión, cumplieron con los requisitos de resistencia según el diseño. Los valores obtenidos en la muestra 2 y 3 fueron 244.26 kg/cm<sup>2</sup> y 253.23 kg/cm<sup>2</sup> respectivamente. Estos valores indican que las muestras tienen una resistencia a la compresión superior a la mínima requerida por el diseño, lo que significa que las columnas cumplen con las especificaciones técnicas.



**PROYCON SILVER S.C.R.L.**  
**Laboratorio de Suelos y Materiales**

**INFORME DE EVALUACION ESTRUCTURAL  
OBTENCIÓN Y ENSAYO DE CORAZONES DIAMANTINOS**

**INFORME N° 1810 - 3395**

**"EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA EN LOS  
EDIFICIOS DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL  
DE LA UNSAAC, DISTRITO DE CUSCO, 2018"**

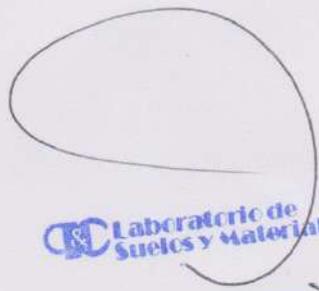


**SOLICITANTE** : ROGER AUGUSTO NUÑEZ ESQUIVEL, GIMI JOSEPH GALDOS ROMAN

**RESPONSABLE** : SERGIO I. LIENDO VARGAS  
INGENIERO CIVIL  
CIP 65074

**UBICACIÓN** : LUGAR : ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL – UNSAAC.  
CUSCO : CUSCO  
PROVINCIA : CUSCO  
REGIÓN : CUSCO

OCTUBRE DE 2018

  
**Laboratorio de  
Suelos y Materiales**

**Sergio Ivan Liendo Vargas**  
Ingeniero Civil - C.I.P. 65074



## TABLA DE CONTENIDO

1. ALCANCE
2. NORMATIVIDAD
3. METODOLOGIA
4. MEMORIA DESCRIPTIVA
  - 4.1 RESUMEN DE LAS PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO
  - 4.2 UBICACIÓN DE LOS PUNTOS DE INVESTIGACION
5. MARCO TEORICO
  - 5.1 CORAZONES DIAMANTINOS
    - 5.1.1 CONDICIONES DE HUMEDAD: LOS ESPECÍMENES DEBERÁN SER ENSAYADOS EN CONDICIONES REPRESENTATIVAS DE HUMEDAD DE LA OBRA O SEGÚN LO EXIJA LA AUTORIDAD RESPONSABLE DE SUPERVISIÓN.
    - 5.1.2 EQUIPO UTILIZADO
    - 5.1.3 DETERMINACION DE ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO DE ACERO
    - 5.1.4 CAMPO DE APLICACIÓN
    - 5.1.5 FACTORES QUE INCIDEN EN LA PRUEBA
    - 5.1.6 EQUIPO UTILIZADO
6. TRABAJO DE CAMPO
  - 6.1 EVALUACIÓN PRELIMINAR
  - 6.3 TRABAJOS PRELIMINARES
  - 6.4 DETERMINACION DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO DE ACERO
7. TRABAJO DE LABORATORIO
  - 7.1 EVALUACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE EL ENSAYO CON ESCLEROMETRO
  - 7.2 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE TESTIGOS CILINDRICOS
8. ANALISIS VISUAL DE LAS MUESTRAS DE CONCRETO
9. CONCLUSIONES
  - 9.1 DEL ENSAYO DE EXTRACCIÓN Y COMPRESION DE TESTIGO
10. PANEL FOTOGRAFICO

  
**Laboratorio de Suelos y Materiales**

**Sergio Ivan Liendo Vargas**  
Ingeniero Civil - C.I.P. 88074



## 1. ALCANCE

A petición de Los Sres. ROGER AUGUSTO NUÑEZ ESQUIVEL y GIMI JOSEPH GALDOS ROMAN, se ha realizado la evaluación estructural de la escuela profesional de ingeniería civil, con fines de tesis: **“EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA EN LOS EDIFICIOS DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL DE LA UNSAAC, DISTRITO DE CUSCO, 2018”**. Esta evaluación se ha realizado específicamente en las estructuras de concreto armado, que vienen a ser las columnas de los pórticos; tres (03) puntos en el pabellón antiguo y tres (03) puntos en el pabellón nuevo.

En esta evaluación se busca descartar las observaciones de una baja resistencia en el concreto utilizado en dichas edificaciones, por lo que se han realizado ensayos de la Obtención y Ensayo de Corazones Diamantinos

## 2. NORMATIVIDAD

Para el desarrollo de los diferentes ensayos en la presente evaluación nos referimos a las siguientes normas:

- Método para La Obtención y Ensayo de Corazones Diamantinos NTP 339.059-2001
- Método de Ensayo para Determinar el Esfuerzo a Compresión en Muestras Cilíndricas de Concreto NTP 334.034-2001
- Toma de Núcleos y Vigas en Concretos Endurecidos MTC E 707-2000
- Norma de Concreto Armado RNE E-060

## 3. METODOLOGIA

Dentro del plan implementado para el desarrollo del presente trabajo se ha tomado en cuenta lo siguiente:

- a) La realización de ensayos in situ (extracción de diamantina, espaciamento entre barras de acero.
- b) La realización de pruebas en laboratorio (resistencia a la compresión simple de testigos de concreto endurecido.)
- c) Y finalmente la evaluación de los resultados obtenidos.

 Laboratorio de  
Suelos y Materiales

Sergio Ivan Liendo Vargas  
Ingeniero Civil - C.I.P. 85074



#### 4. MEMORIA DESCRIPTIVA

##### 4.1 RESUMEN DE LAS PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

- Obtención de Corazón Diamantino.
- Ensayo para Determinar el Esfuerzo a Compresión en Muestras Cilíndricas de Concreto.

##### 4.2 UBICACIÓN DE LOS PUNTOS DE INVESTIGACION PABELLON ANTIGUO

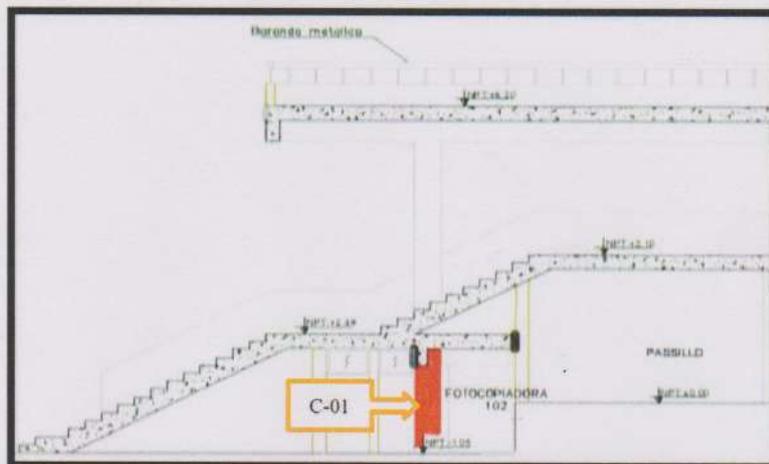


Imagen (01)



Imagen (02)

 Laboratorio de  
Suelos y Materiales

Sergio Ivan Liendo Vargas  
Ingeniero Civil - C.I.P. 65074

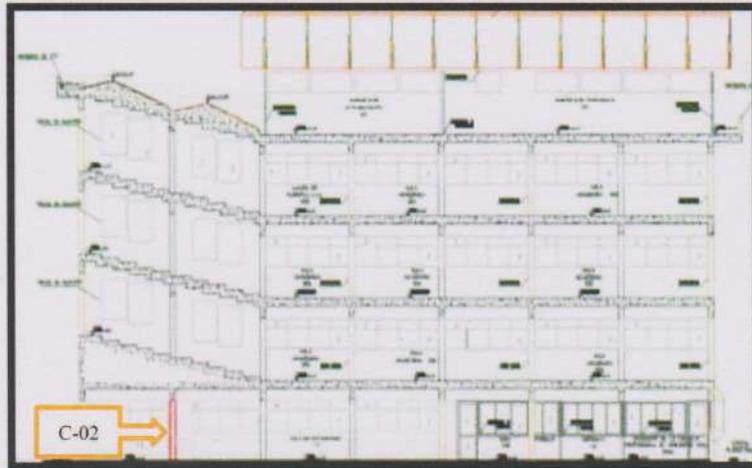


Imagen (03)

**PABELLON NUEVO**

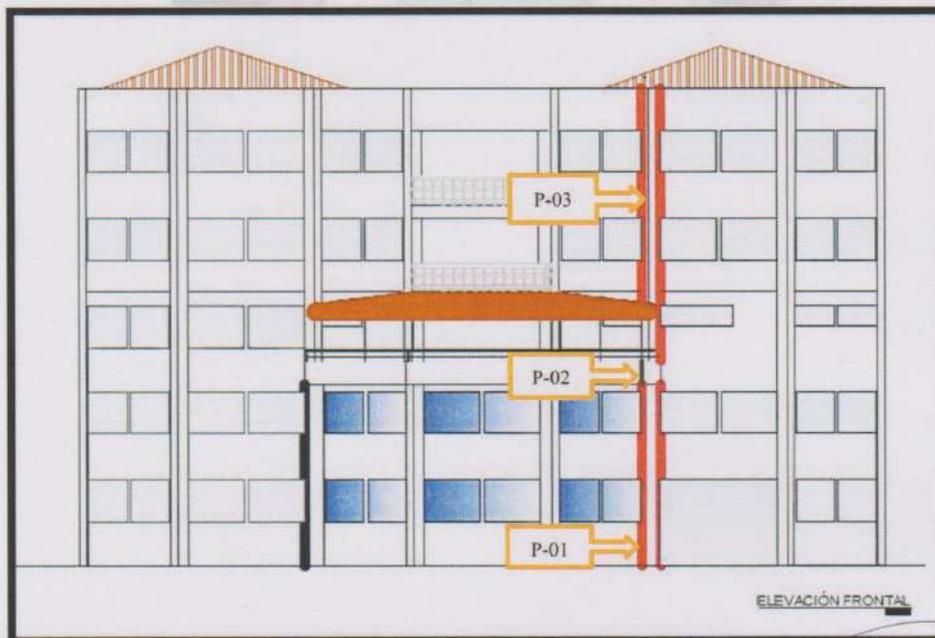


Imagen (04)

 Laboratorio de  
Suelos y Materiales

Sergio Ivan Liendo Vargas  
Ingeniero Civil - C.I.P. 65074



## 5. MARCO TEORICO

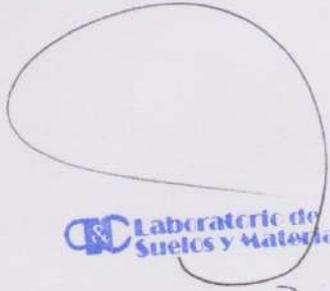
### 5.1 CORAZONES DIAMANTINOS

#### Corazones Diamantinos para Resistencia a la Compresión

**Espécimen de prueba:** El diámetro nominal de corazón diamantino para la determinación de la resistencia a la compresión deberá ser por lo menos 95 mm (3.75 pulgada). Corazones diamantinos con diámetros menores de 95 mm (3.75 pulgada) serán permitidos cuando es imposible obtener corazones diamantinos con ratio de longitud a diámetro ( $L/D \geq 1$ ) para la evaluación de la resistencia a la compresión a la compresión pura. Para hormigones (concretos) con un tamaño máximo nominal de agregado mayor a 37.5 mm (1 ½ pulgada), el diámetro nominal deberá ser preferentemente por lo menos tres veces el tamaño nominal de agregado grueso, y será por lo menos dos veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso. La longitud ideal del espécimen refrentado estará entre 1.9 y 2.1 veces el diámetro. Si la ratio de la longitud del diámetro del corazón diamantino excede 2.1 reducir la longitud del espécimen de tal manera que es ratio este entre 2.1 y 1.9. Especímenes con ratios longitud - diámetro menores a 1.8 requieren correcciones en la resistencia a la compresión medida. No se ensayarán corazones diamantinos con una longitud menos al 95% de su diámetro antes del refrentado o una longitud menos a su diámetro después del refrentado.

**TABLA N° 01**  
**FACTOR DE CORRECCIÓN POR L/D**

Ratio longitud/diámetro L/D	Factor de corrección de resistencia
1.75	0.98
1.50	0.96
1.25	0.93
1.0	0.87

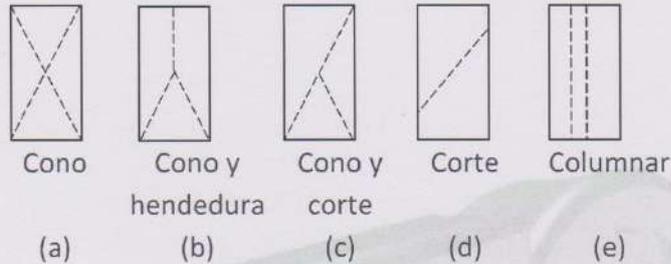
  
**Laboratorio de Suelos y Materiales**

**Sergio Ivan Liendo Vargas**  
Ingeniero Civil - C.I.P. 65074



**5.1.1 CONDICIONES DE HUMEDAD: LOS ESPECÍMENES DEBERÁN SER ENSAYADOS EN CONDICIONES REPRESENTATIVAS DE HUMEDAD DE LA OBRA O SEGÚN LO EXIJA LA AUTORIDAD RESPONSABLE DE SUPERVISIÓN.**

**Esquemas de los tipos de Falla.**



**5.1.2 EQUIPO UTILIZADO**

**PERFORADORA SACANÚCLEOS PORTÁTIL ELÉCTRICA**

Potencia de 2.5 kW. De operación manual para uso en campo. Con accionamiento por medio de palanca y perillas para subir y bajar la broca hasta la profundidad deseada. Para brocas de hasta 6 pulgadas de diámetro (2",3",4",6"). Con informe de inspección. Marca: Pinzuar.

**PRENSA DIGITAL PARA ENSAYOS A COMPRESION - SEGÚN NORMA ASTM**

La máquina para Ensayos de Concretos Modelo PC-42 ha sido diseñada para la realización de ensayos de laboratorio de muestras de concretos, bloques de adoquines otros elementos de albañilería, asegurando ensayos a compresión, flexión y tracción indirecta.

Características:

- MODELO: PC – 42
- RANGO DE MEDICION: 1200KN (Opcional hasta 2000kn)
- CLASE DE EXACTITUD: 1% DESDE EL 10% DEL RANGO
- DIVISION DE ESCALA: 0.01KN HASTA 100KN

0.1 KN HASTA CARGA MAX.

**Laboratorio de Suelos y Materiales**

*Sergio Ivan Liendo Vargas*  
Ingeniero Civil - C.I.P. 85074



### 5.1.3 DETERMINACION DE ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO DE ACERO

Detector de barras de acero y medidor de recubrimiento

La detección de las barras de refuerzo de acero y los conductos metálicos es fundamental para la construcción y el mantenimiento de las estructuras.

El Profoscope utiliza tecnología de inducción de impulsos electromagnéticos para detectar las barras de refuerzo de acero.

Las bobinas de la sonda se cargan periódicamente mediante impulsos de corriente, lo que genera un campo magnético. En la superficie de cualquier material conductor de corriente eléctrica dentro del campo magnético se producen corrientes de remolino. Dichas corrientes inducen un campo magnético en sentido opuesto. El cambio de tensión resultante puede utilizarse para la medición.



Este aparato permite:

- Localizar una barra de refuerzo.
- Localizar los puntos medios entre las barras de refuerzo
- Determinar el recubrimiento de concreto.
- Calcular el diámetro de la barra de acero.

Este método de detección no se ve afectado por los materiales no conductores como el concreto, la madera, el plástico, los ladrillos, bloquetas, etc.

Dentro de los métodos no destructivos, los de dureza superficial son los más generalizados, por su economía y facilidad de ejecución, entre ellos el método del esclerómetro es empleado por el mayor número de países.

### 5.1.4 CAMPO DE APLICACIÓN

- Evaluar la presencia de la armadura de acero en estructura de concreto armado.
- Delimitar la cuadrícula del armado de acero.
- Determinar el diámetro de las barras de acero.
- Determinar el recubrimiento de concreto sobre las estructuras de acero.

 Laboratorio de  
Suelos y Materiales

*Sergio Ivan Liendo Vargas*  
Ingeniero Civil - C.I.P. 88074



### 5.1.5 FACTORES QUE INCIDEN EN LA PRUEBA

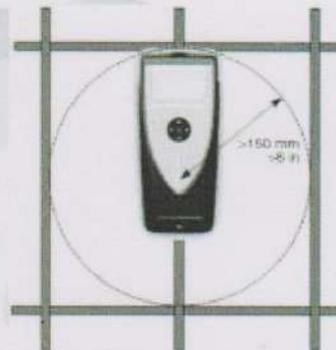
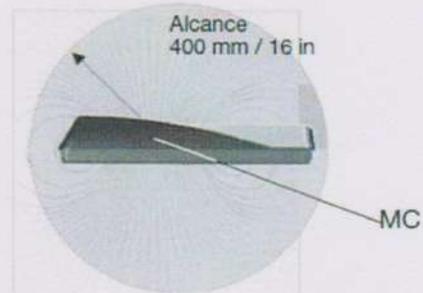
- Errores provocados por barras adyacentes

Todas las barras de refuerzo que se encuentran dentro del campo de influencia afectan a la lectura.

Las barras adyacentes situadas cerca de la barra analizada provocan una infravaloración del valor de recubrimiento y una sobrevaloración del diámetro de la barra.

- Orientación

La señal más fuerte se genera cuando la línea central de la sonda es paralela a una barra. La línea central en el dispositivo Profoscope es el eje más largo del instrumento. Esta propiedad se usa para ayudar a determinar la orientación de las barras de refuerzo.



### 5.1.6 EQUIPO UTILIZADO

#### Ensayos con Profoscope.-

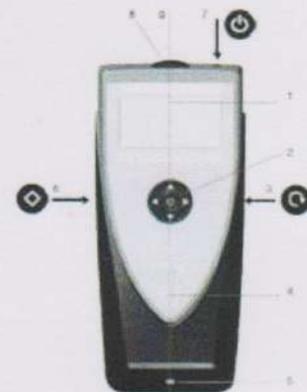
Estos ensayos fueron realizados para determinar la cuadrícula de los elementos de acero y su diámetro correspondiente.

Fue realizado con el equipo de las siguientes características:

- Detector de barras de acero PROFOSCOPE

#### COMPONENTES:

1 Pantalla	5 Indicador LED
2 Navegación	6 Tecla de función
3 Tecla de reinicio	7 Tecla de encendido y apagado
4 Centro de medición	8 Compartimiento de las pilas
	9 Línea central



## 6. TRABAJO DE CAMPO

### 6.1 EVALUACIÓN PRELIMINAR

La evaluación preliminar comienza con una inspección visual de las estructuras a evaluar y la determinación de la ubicación de los puntos de interés, así tenemos:

- Para el Ensayo de extracción de Corazones Diamantinos se determinó seis (06) puntos de extracción en la estructura. Por tanto, la ubicación de los puntos de ensayo quedo como sigue:

Laboratorio de Suelos y Materiales

Sergio Ivan Liendo Vargas  
Ingeniero Civil - C.I.P. 88074



**TABLA N° 02**

<b>UBICACIÓN DE PUNTOS EVALUADOS</b>	
❖ Punto de Ensayo P-01: Elemento: Columna Ubicación: Primer Nivel- Pabellón Nuevo.	❖ Punto de Ensayo C-01: Elemento: Columna Ubicación: Primer Nivel- Pabellón Antiguo.
❖ Punto de Ensayo P-02: Elemento: Columna Ubicación: Tercer Nivel- Pabellón Nuevo.	❖ Punto de Ensayo C-02: Elemento: Muro Estructural Ubicación: Primer Nivel- Pabellón Antiguo.
❖ Punto de Ensayo P-03: Elemento: Columna Ubicación: Quinto Nivel- Pabellón Nuevo.	❖ Punto de Ensayo C-03: Elemento: Muro Estructural Ubicación: Primer Nivel- Pabellón Antiguo.

**a. IDENTIFICACIÓN DE LOS PUNTOS DE EXTRACCIÓN DE CORAZONES  
DIAMANTINOS:**

**CUADRO N° 01**  
**IDENTIFICACION DE LOS PUNTOS EVALUADOS**

<b>PUNTOS EVALUADOS CON DIAMANTINA</b>			
<b>Punto</b>	<b>Elemento</b>	<b>Descripción</b>	<b>Fotografía</b>
P-01	Columna	Ubicación: Primer Nivel- Pabellón Nuevo. Dirección de Ensayo: Horizontal.	

 **Laboratorio de  
Suelos y Materiales**

*Sergio Ivan Liendo Vargas*  
Ingeniero Civil - C.I.P. 65074



**PROYCON SILVER S.C.R.L.**  
**Laboratorio de Suelos y Materiales**

P-02	Columna	Ubicación: Tercer Nivel- Pabellón Nuevo. Dirección de Ensayo: Horizontal.	
P-03	Columna	Ubicación: Quinto Nivel- Pabellón Nuevo. Dirección de Ensayo: Horizontal.	
C-01	Columna	Ubicación: Primer Nivel- Pabellón Antiguo. Dirección de Ensayo: Horizontal.	
C-02	Columna	Ubicación: Primer Nivel- Pabellón Antiguo. Dirección de Ensayo: Horizontal.	
C-03	Columna	Ubicación: Primer Nivel- Pabellón Antiguo. Dirección de Ensayo: Horizontal.	

**Sergio Ivan Liendo Vargas**  
Ingeniero Civil - C.I.P. 88074



### 6.3 TRABAJOS PRELIMINARES

Para la realización de extracción de corazones diamantinos, posteriormente a la evaluación preliminar y ubicación de los puntos a ensayar, se realizó la limpieza y el resanado de cada punto. Dentro de estos trabajos se ha realizado la limpieza superficial de todos los elementos evaluados.

Para su realización se ha utilizado cincel, combas y finalmente una amoladora que permitió obtener una superficie lisa sobre el concreto.

### 6.4 DETERMINACION DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO DE ACERO

La determinación del espaciamiento del refuerzo se ha realizado sobre los elementos evaluados con esclerómetro, sobre las superficies limpias y pulidas para mayor precisión, para este trabajo se hizo uso del Pacómetro ProfoScope, que nos permite determinar la ubicación de las barras de acero que nos ayuda a determinar el espaciamiento de la armadura. De esta evaluación se determinó lo siguiente:

**CUADRO N° 02**  
**DETERMINACION DEL ESPACIAMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO**

PUNTOS EVALUADOS		
Elemento	Descripción	Fotografía
Columna	Ubicación: Pabellón Nuevo y Pabellón Antiguo	

  
**Laboratorio de Suelos y Materiales**  
Sergio Ivan Liendo Vargas  
Ingeniero Civil - C.I.P. 88074



## 7. TRABAJO DE LABORATORIO

### 7.1 EVALUACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE EL ENSAYO CON ESCLEROMETRO

#### DESCRIPCIÓN DEL CONCRETO EN EL PROYECTO

- La resistencia de diseño del concreto utilizado para los elementos estructurales del proyecto tiene una resistencia de diseño  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ . Información proporcionada por el solicitante.
- Dentro de la composición del concreto se desconoce el uso de aditivos y tipo de agregados.

### 7.2 RESUMEN DE RESULTADOS

#### CARACTERISTICAS DEL ESPECIMEN (TESTIGO CILINDRICO)

**TABLA N° 03**  
**CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DEL CORAZON DE CONCRETO**

CÓDIGO		P-01	P-02	P-03	C-01	C-02	C-03
DIAMETRO	TOMA I	7.680	7.100	7.050	7.020	6.980	7.000
	TOMA II	7.670	7.150	7.100	7.030	6.950	7.020
	TOMA III	7.660	7.050	7.120	7.000	6.970	6.980
	PROMEDIO	7.670	7.100	7.090	7.017	6.967	7.000
LONGITUD DESPUES DEL MOLDEO		8.240	11.540	12.640	10.500	7.040	7.100
AREA DE LA CARA PLANA		46.20	39.59	39.48	38.67	38.12	38.48
RELACION L/D		1.07	1.63	1.78	1.50	1.01	1.01

FUENTE: Elaboración Propia

  
**Laboratorio de Suelos y Materiales**  
**Sergio Ivan Liendo Vargas**  
Ingeniero Civil - C.I.P. 66074



**CONDICIONES DE ENSAYO DEL ESPECIMEN (TESTIGO CILINDRICO)**

**TABLA N° 04**

**DESCRIPCION DE LAS CONDICIONES DE ENSAYO**

CÓDIGO	P-1	P-2	P-3	C-01	C-02	C-03
FACTOR DE CORRECCIÓN POR L/D	0.87	0.97	0.99	0.96	0.87	0.87
CONDICION DE HUMEDAD AL MOMENTO DEL ENSAYO	SECA A LA INTERPERIE					
DIRECCION DE APLICACIÓN DE LA CARGA RESPECTO AL PLANO HORIZONTAL DEL VACIADO	PERPENDICULAR	PERPENDICULAR	PERPENDICULAR	PERPENDICULAR	PERPENDICULAR	PERPENDICULAR
TAMAÑO MAXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO DEL CONCRETO	1/2"	1/2"	1/2"	1"	1"	1"
FECHA DE EXTRACCIÓN DE TESTIGO	16/10/2018	16/10/2018	16/10/2018	16/10/2018	16/10/2018	16/10/2018
FECHA DE ENSAYO - RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	19/10/2018	19/10/2018	19/10/2018	19/10/2018	19/10/2018	19/10/2018

FUENTE: Elaboración Propia

**7.2 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE TESTIGOS CILINDRICOS**

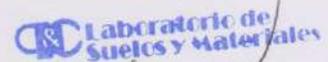
Datos de las Muestras	
f'c de Diseño:	210 kg/cm <sup>2</sup>

**TABLA N° 05**

**RESISTENCIAS OBTENIDAS DEL ENSAYO DE COMPRESION**

COD.	ELEMENTO	UBICACIÓN	FECHA		EDAD (días)	DIAL (MPa)	FACTOR DE CORRECCIÓN	RESISTENCIAS [kg/cm <sup>2</sup> ]		% DE F <sub>c</sub>		OBSERVACION
			VALUADO	ROTURA				MUESTRA	DEBE TENER	MUESTRA	DEBE TENER	
-	COLUMNA (P-1)	Primer Nivel - Pabellón Nuevo	2001	19/10/2018	6500	12.180	0.87	158.05	210.00	51.45%	100.00%	INACEPTABLE
-	COLUMNA (P-2)	Tercer Nivel - Pabellón Nuevo	2001	19/10/2018	6499	16.830	0.87	166.47	210.00	79.27%	100.00%	INACEPTABLE
-	COLUMNA (P-3)	Quinto Nivel - Pabellón Nuevo	2001	18/10/2018	6498	13.210	0.89	133.88	210.00	63.50%	100.00%	INACEPTABLE
-	COLUMNA (C-1)	Primer Nivel - Pabellón Antiguo	2001	19/10/2018	6497	11.150	0.96	418.94	210.00	56.64%	100.00%	INACEPTABLE
-	COLUMNA (C-2)	Primer Nivel - Pabellón Antiguo	2001	19/10/2018	6496	29.670	0.87	285.21	210.00	129.54%	100.00%	SI CUMPLE
-	COLUMNA (C-3)	Primer Nivel - Pabellón Antiguo	2001	19/10/2018	6495	30.760	0.87	272.88	210.00	129.94%	100.00%	SI CUMPLE

FUENTE: Elaboración Propia  
(SE ADJUNTA HOJA DE ENSAYO COMPLETA)



*Sergio Ivan Liendo Vargas*  
Ingeniero Civil - C.I.P. 85074



## 8. ANALISIS VISUAL DE LAS MUESTRAS DE CONCRETO

### PABELLON NUEVO

- No existe buena adherencia entre el agregado y la pasta de cemento, se debió posiblemente a razón de un diseño de mezcla deficiente.
- No existe agregado grueso con mayor dimensión, Se aprecia mayor presencia de agregado fino. Aproximadamente de  $\frac{1}{2}$ ".
- No existe compacidad, debido a la carencia de ciertos tamaños de agregado grueso.
- Agregado grueso y fino corresponden a material del tipo angular.

### PABELLON ANTIGUO

- Existe compacidad debido a una buena dosificación entre el agregado grueso y fino.
- Presencia de tamaño máximo de agregado grueso de 1".
- Agregado grueso del material del tipo redondo y Agregado fino del material del tipo angular.

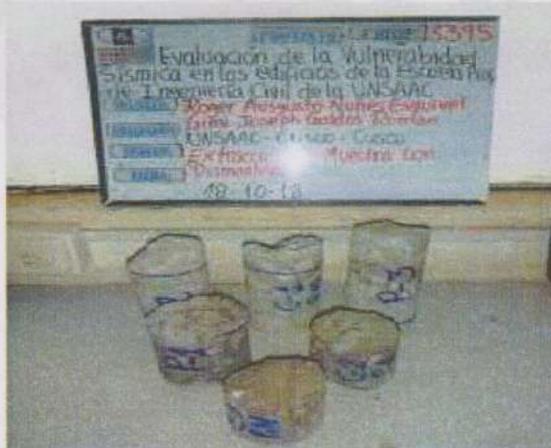
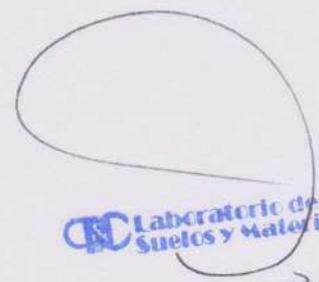


Imagen (05)

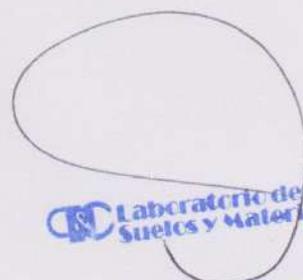
  
**Laboratorio de Suelos y Materiales**  
Sergio Ivan Liendo Vargas  
Ingeniero Civil - C.I.P. 65074



## 9. CONCLUSIONES

### 9.1 DEL ENSAYO DE EXTRACCIÓN Y COMPRESION DE TESTIGO

- Se evalúa el resultado de la Rotura de 06 especímenes de concreto endurecido extraído mediante perforación con diamantina correspondiente a las columnas.
- Las muestras fueron extraídas mediante perforadora saca-núcleos portátil, fueron talladas y perfiladas en laboratorio, sometidas a resistencia a la compresión.
- Los datos para la evaluación de resultados fueron proporcionados por la entidad solicitante y son:
  - Resistencia de Diseño: 210 Kg/cm<sup>2</sup>
- La rotura de las muestras extraídas de las columnas del primer, tercer y quinto nivel, correspondientes al pabellón nuevo; No llegan a la resistencia de compresión según diseño. Presentando valores de 108.05, 166.47 133.36 Kg/cm<sup>2</sup> correspondientemente.
- La rotura del espécimen de la escalera de la columna NO CUMPLE con la resistencia de diseño a la edad de rotura, presentando un valor de 118.94 kg/cm<sup>2</sup>.
- Se observó patologías (fisuras) en la columna del quinto nivel, que es debido a la baja resistencia a la compresión en el concreto.
- Referente al pabellón antiguo, la columna C-3 se encuentra confinada en acero, que imposibilita la extracción de corazón diamantina, con la relación mínima de L/D >1. Para el cálculo de la resistencia a la compresión de este elemento, se realizó a través de factores de corrección al valor obtenido por el esclerómetro en ese punto.

  
**Laboratorio de Suelos y Materiales**  
**Sergio Ivan Liendo Vargas**  
Ingeniero Civil - C.I.P. 65074



10. PANEL FOTOGRAFICO

**ENSAYOS REALIZADOS IN SITU**

**DIAMANTINA**

Foto N° 01



Foto N° 02



Foto N° 03





**ENSAYOS REALIZADOS EN LABORATORIO**

Foto N° 01



Foto N° 02



Foto N° 03



Foto N° 04



Foto N° 05



Foto N° 06



  
**Laboratorio de Suelos y Materiales**

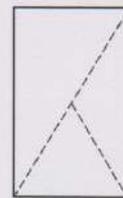
*Sergio Ivan Liendo Vargas*  
Ingeniero Civil - C.I.P. 65074



**PROYCON SILVER S.C.R.L.**  
**Laboratorio de Suelos y Materiales**



Modo de falla  
Cono y corte



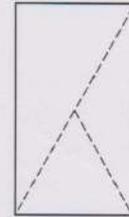
Modo de falla  
Cono y corte

**PROYCON SILVER S.C.R.L.**  
**Laboratorio de Suelos y Materiales**

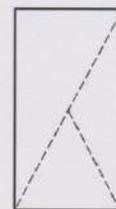
*Sergio Ivan Liendo Vargas*  
Ingeniero Civil - C.I.P. 68074



**PROYCON SILVER S.C.R.L.**  
**Laboratorio de Suelos y Materiales**



Modo de falla  
Cono y corte



Modo de falla  
Cono y corte

**Laboratorio de Suelos y Materiales**

**Sergio Ivan Liendo Vargas**  
Ingeniero Civil - C.I.P. 55074



Modo de falla  
Corte



Modo de falla  
Cono y corte

**Laboratorio de Suelos y Materiales**

*Sergio Ivan Liendo Vargas*  
Ingeniero Civil - C.I.P. 86074



**PROYCON SILVER S.C.R.L.**  
**Laboratorio de Suelos y Materiales**

# **CALCULO DE ENSAYOS EN LABORATORIO**



 **Laboratorio de  
Suelos y Materiales**

*Sergio Ivan Elendo Vargas*  
Ingeniero Civil - C.I.P. 85074



Calle Puputi 208 - Cusco, Telf: 084-254730, Cel. Movistar: 984-621489, Claro: 984-727700

PRO&CON S.C.R.L.

**OBTENCIÓN Y ENSAYO DE CORAZONES DIAMANTINOS**  
NTP 33.059-2001, Basado en la Norma ASTM C 42/C 42 M-99

Proyecto: EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA EN LOS EDIFICIOS DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL DE LA UNSAAC, DISTRITO DE CUSCO, 2018

Ubicación: Escuela Profesional de Ingeniería Civil (Unsaac) - Cusco

Solicita: ROGER AUGUSTO NUÑEZ ESQUIVEL, GIMI JOSEPH GALDOS ROMAN

Fecha: viernes, 19 de octubre de 2018

Muestra: Testigos Cilíndricos de Concreto

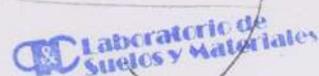
Responsable: Ing. Sergio I. Liendo Vargas

**CARACTERÍSTICAS DE LOS ESPECIMENES (TESTIGOS CILINDRICOS)**

	CÓDIGO	P-01	P-02	P-03	C-01	C-02	C-03
DIAMETRO	TOMA I	7.680	7.100	7.050	7.020	6.980	7.000
	TOMA II	7.670	7.150	7.100	7.030	6.950	7.020
	TOMA III	7.660	7.050	7.120	7.000	6.970	6.980
	PROMEDIO	7.670	7.100	7.090	7.017	6.967	7.000
LONGITUD DESPUES DEL MOLDEO	8.240	11.540	12.640	10.500	7.040	7.100	
AREA DE LA CARA PLANA	46.20	39.59	39.48	38.67	38.12	38.48	
RELACION L/D	1.07	1.63	1.78	1.50	1.01	1.01	

**CONDICIONES DE ENSAYO DE LOS ESPECIMENES (TESTIGOS CILINDRICOS)**

CÓDIGO	P-1	P-2	P-3	C-01	C-02	C-03
FACTOR DE CORRECCIÓN POR L/D	0.87	0.97	0.99	0.96	0.87	0.87
CONDICION DE HUMEDAD AL MOMENTO DEL ENSAYO	SECA A LA INTERPERIE					
DIRECCION DE APLICACIÓN DE LA CARGA RESPECTO AL PLANO HORIZONTAL DEL VACIADO	PERPENDICULAR	PERPENDICULAR	PERPENDICULAR	PERPENDICULAR	PERPENDICULAR	PERPENDICULAR
TAMAÑO MAXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO DEL CONCRETO	1/2"	1/2"	1/2"	1"	1"	1"
FECHA DE EXTRACCIÓN DE TESTIGO	16/10/2018	16/10/2018	16/10/2018	16/10/2018	16/10/2018	16/10/2018
FECHA DE ENSAYO - RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	19/10/2018	19/10/2018	19/10/2018	19/10/2018	19/10/2018	19/10/2018

 Laboratorio de Suelos y Materiales

Sergio Ivan Liendo Vargas  
Ingeniero Civil - C.I.P. 88074



Barrio Profesional C-1 - Cusco, Telf: 084-254730, Cel. Movistar: 984-621489, Claro: 984-727700

**PRO&CON S.C.R.L.**

**RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE TESTIGOS CILINDRICOS**

NTP 339.034.MTC E 704 - 2000, MTC E 707 - 2000, Basado en la Norma ASTM C-39 y AASHTO T-22

**Proyecto:** EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA EN LOS EDIFICIOS DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL DE LA UNSAAC, DISTRITO DE CUSCO, 2018

**Ubicación:** Escuela Profesional de Ingeniería Civil (Unsaac) - Cusco

**Solicita:** ROGER AUGUSTO NUÑEZ ESQUIVEL, GIMI JOSEPH GALDOS ROMAN

**Fecha:** viernes, 19 de octubre de 2018

**Muestra:** Testigos Cilíndricos de Concreto

**Responsable:** Ing. Sergio I. Liendo Vargas

Datos de la Muestra	
f'c de Diseño:	210 kg/cm <sup>2</sup>

**EVALUACIÓN INDIVIDUAL DEL TESTIGO DIAMANTINO**

COD.	ELEMENTO	UBICACIÓN	FECHA		EDAD (días)	DIAL (MPa)	FACTOR DE CORRECCIÓN	RESISTENCIAS (kg/cm <sup>2</sup> )		% DE f'c		OBSERVACIÓN
			VACIADO	ROTURA				MUESTRA	DEBE TENER	MUESTRA	DEBE TENER	
-	COLUMNA (P-1)	Primer Nivel-Pabellón Nuevo	2001	19/10/2018	6500	12.180	0.87	108.05	210.00	51.45%	100.00%	INACEPTABLE
-	COLUMNA (P-2)	Tercer Nivel-Pabellón Nuevo	2001	19/10/2018	6499	16.830	0.97	166.47	210.00	79.27%	100.00%	INACEPTABLE
-	COLUMNA (P-3)	Quinto Nivel-Pabellón Nuevo	2001	19/10/2018	6498	13.210	0.99	133.36	210.00	63.50%	100.00%	INACEPTABLE
-	COLUMNA (C-1)	Primer Nivel-Pabellón Antiguo	2001	19/10/2018	6497	12.150	0.96	118.94	210.00	56.64%	100.00%	INACEPTABLE
-	COLUMNA (C-2)	Primer Nivel-Pabellón Antiguo	2001	19/10/2018	6496	29.570	0.87	263.21	210.00	125.34%	100.00%	SI CUMPLE
-	COLUMNA (C-3)	Primer Nivel-Pabellón Antiguo	2001	19/10/2018	6495	30.760	0.87	272.88	210.00	129.94%	100.00%	SI CUMPLE

<b>SI CUMPLE</b>	La resistencia del testigo es igual o Superior a la resistencia de Diseño
<b>EN EL RANGO</b>	La resistencia del testigo es igual o Superior al 85% de la resistencia de Diseño
<b>NO CUMPLE</b>	La resistencia de la briqueta es inferior al 85% pero mayor al 75% de la resistencia de Diseño
<b>INACEPTABLE</b>	La resistencia de la briqueta es inferior al 75% de la resistencia de Diseño



**Laboratorio de Suelos y Materiales**

**Sergio Ivan Liendo Vargas**  
Ingeniero Civil - C.I.P. 65074

**ANEXO 6. Fuentes sismogénicas del  
Perú**

<b>Fuente de Interfase</b>			
<b>Fuente</b>	<b>Coordenadas Geográficas</b>		<b>Profundidad (Km)</b>
	<b>Longitud (°W)</b>	<b>Latitud (°S)</b>	
F1	-79.928	-1.314	50
F1	-79.697	-2.447	50
F1	-81.742	-2.217	25
F1	-81.67	-1.163	25
F1	-80.38	2.11	25
F1	-78.778	1.666	50
F2	-81.851	-3.458	25
F2	-82.054	-5.322	25
F2	-80.991	-8.528	25
F2	-79.267	-7.74	50
F2	-80.368	-5.595	50
F2	-79.699	-2.439	50
F2	-81.236	-2.274	25
F3	-80.991	-8.528	25
F3	-80.022	-10.322	25
F3	-77.184	-14.412	25
F3	-75.856	-13.563	60
F3	-77.824	-10.464	60
F3	-79.267	-7.74	60
F4	-75.8	-15.8	25
F4	-74.36	-16.88	25
F4	-73.43	-16.039	65
F4	-75.834	-13.548	65
F4	-77.155	-14.392	25
F5	-73.43	-16.039	70
F5	-74.36	-16.88	30
F5	-72.727	-18.1	30
F5	-71.602	-19.101	30
F5	-70.517	-18.082	75
F6	-71.602	-19.101	30
F6	-71.334	-19.475	30
F6	-71.377	-22.999	50
F6	-69.266	-22.999	85
F6	-69.623	-20.786	75
F6	-69.9	-18.564	70

*Fuente:* Adaptado de “Actualización del programa de computo orientado a la determinación del peligro sísmico en el país” (pag. 20 y 21) por SENCICO, 2016.

<b>Fuente de Intraplaca</b>			
<b>Fuente</b>	<b>Coordenadas Geográficas</b>		<b>Profundidad (Km)</b>
	<b>Longitud (°W)</b>	<b>Latitud (°S)</b>	
F7	-79.033	-2.129	125
F7	-76.989	0.998	125
F7	-79.222	1.809	50
F7	-80.031	0.162	50
F7	-80.6	-1.4	50
F8	-81.334	-3.969	50
F8	-80.84	-5.926	50
F8	-79.881	-8.015	50
F8	-77.474	-6.92	120
F8	-78.667	-4.725	120
F8	-77.716	-2.798	200
F8	-80.017	-1.63	90
F9	-78.423	-7.352	100
F9	-79.881	-8.015	60
F9	-78.003	-11.728	60
F9	-76.381	-13.899	60
F9	-74.775	-12.871	120
F9	-76.441	-10.831	130
F10	-73.778	-16.347	70
F10	-71.584	-14.405	140
F10	-73.127	-13.631	125
F10	-74.555	-12.725	120
F10	-76.381	-13.899	60
F10	-75.782	-14.883	60
F10	-74.709	-15.75	60
F11	-71.66	-17.328	70
F11	-70.558	-18.134	70
F11	-69.8	-17.4	140
F11	-71.584	-14.405	140
F11	-73.778	-16.347	65
F12	-70.48	-22.999	70
F12	-69.275	-22.999	100
F12	-67.872	-22.999	150
F12	-67.911	-21.766	150
F12	-68.56	-19.61	155
F12	-69.02	-18.55	150
F12	-69.8	-17.4	140

F12	-70.558	-18.143	100
F13	-77.716	-2.798	200
F13	-78.667	-4.725	120
F13	-76.472	-8.763	130
F13	-75.489	-8.12	140
F13	-74.558	-6.771	150
F13	-76.164	-4.332	130
F13	-75.255	-2.911	150
F14	-76.441	-10.831	130
F14	-74.775	-12.871	120
F14	-73.794	-12.219	130
F14	-76.472	-8.763	130
F14	-77.474	-6.92	120
F14	-78.423	-7.352	120
F15	-75.116	-10.513	145
F15	-73.794	-12.219	130
F15	-72.577	-11.41	135
F15	-73.319	-10.572	150
F15	-74.417	-9.331	150
F15	-75.489	-8.12	140
F15	-76.472	-8.763	130
F16	-73.119	-13.635	120
F16	-71.584	-14.405	150
F16	-70.646	-13.766	135
F16	-72.575	-11.405	135
F16	-74.584	-12.77	125
F17	-77.716	-2.798	200
F17	-76.245	-2.865	170
F17	-75.638	-1.914	170
F17	-77.119	-0.922	200
F17	-78.4	-1.161	125
F17	-79.033	-2.129	125
F18	-75.489	-8.12	140
F18	-74.417	-9.331	150
F18	-73.051	-8.124	185
F18	-74.558	-6.771	180
F19	-70.592	-16.07	150
F19	-69.8	-17.4	140
F19	-69.02	-18.55	150
F19	-68.246	-18.155	200
F19	-67.398	-17.724	250
F19	-70.646	-13.766	250
F19	-71.584	-14.405	175
F20	-65.943	-22.999	270
F20	-66.254	-19.522	270

F20	-66.745	-17.388	285
F20	-69.02	-18.55	150
F20	-68.56	-19.61	155
F20	-67.911	-21.766	150
F20	-67.873	-22.999	150

*Fuente:* Adaptado de “Actualización del programa de computo orientado a la determinación del peligro sísmico en el país” (pag. 21, 22 y 23) por SENCICO, 2016.

<b>Fuentes Continentales</b>			
<b>Fuente</b>	<b>Coordenadas Geográficas</b>		<b>Profundidad (Km)</b>
	<b>Longitud (°W)</b>	<b>Latitud (°S)</b>	
F21	-79.173	-7.916	30
F21	-77.365	-7.009	30
F21	-78.581	-4.449	30
F21	-80.368	-5.595	30
F22	-79.173	-7.916	30
F22	-77.824	-10.464	30
F22	-76.318	-12.881	30
F22	-75.677	-13.764	30
F22	-74.411	-12.807	30
F22	-75.315	-12.019	30
F22	-76.798	-8.551	30
F22	-77.365	-7.009	30
F23	-75.677	-13.764	30
F23	-73.09	-16.383	30
F23	-72.106	-14.949	30
F23	-73.789	-13.349	30
F23	-74.411	-12.807	30
F24	-73.09	-16.383	30
F24	-70.517	-18.096	30
F24	-69.9	-18.564	30
F24	-69.174	-17.909	30
F24	-70.484	-15.743	30
F24	-72.106	-14.949	30
F25	-79.367	-0.036	30
F25	-79.083	-2.408	30
F25	-77.139	-1.595	30
F25	-76.797	1.211	30
F25	-77.897	1.73	30
F26	-79.083	-2.408	30
F26	-78.581	-4.449	30
F26	-78.152	-5.348	30
F26	-76.293	-4.598	30
F26	-76.661	-3.088	30

F26	-77.139	-1.595	30
F27	-78.152	-5.348	30
F27	-77.365	-7.009	30
F27	-76.798	-8.551	30
F27	-75.145	-7.359	30
F27	-75.43	-6.292	30
F27	-76.304	-4.61	30
F28	-76.798	-8.551	30
F28	-75.315	-12.019	30
F28	-73.789	-13.349	30
F28	-72.276	-11.656	30
F28	-73.668	-10.523	30
F28	-74.957	-8.744	30
F28	-75.145	-7.359	30
F29	-73.789	-13.349	30
F29	-72.106	-14.949	30
F29	-70.484	-15.743	30
F29	-69.414	-12.956	30
F29	-72.276	-11.656	30

---

*Fuente:* Adaptado de “Actualización del programa de computo orientado a la determinación del peligro sísmico en el país” (pag. 23 y 24) por SENCICO, 2016.