

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

ESCUELA DE POSGRADO



UNIDAD DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE MAESTRÍA EN CIENCIAS

TESIS:

VULNERABILIDAD SÍSMICA EN INSTITUCIONES EDUCATIVAS

EMPLEANDO DIFERENTES METODOLOGÍAS DE EVALUACIÓN

ESTRUCTURAL, CHOTA 2021.

Para optar el Grado Académico de

MAESTRO EN CIENCIAS

MENCIÓN: INGENIERÍA CIVIL

Presentada por:

DONALD GORKI COLLANTES DELGADO

Asesor:

M.Cs. ARNOLD RAMSEY MENDO RODRÍGUEZ

Cajamarca, Perú

2024



Universidad
Nacional de
Cajamarca
"Norte de la Universidad Peruana"



CONSTANCIA DE INFORME DE ORIGINALIDAD

3. Investigador:
Donald Gorki Collantes Delgado
DNI: 44813089
Escuela Profesional/Unidad de Posgrado de la Facultad de Ingeniería. Programa de Maestría en Ciencias, Mención: Ingeniería Civil
4. Asesor: M.Cs. Arnold Ramsey Mendo Rodríguez
3. Grado académico o título profesional
 Bachiller Título profesional Segunda especialidad
 Maestro Doctor
4. Tipo de Investigación:
 Tesis Trabajo de investigación Trabajo de suficiencia profesional
 Trabajo académico
5. Título de Trabajo de Investigación:
Vulnerabilidad sísmica en instituciones educativas empleando diferentes metodologías de evaluación estructural, Chota 2021
6. Fecha de evaluación: 04/01/2025
7. Software antiplagio: TURNITIN URKUND (ORIGINAL) (*)
8. Porcentaje de Informe de Similitud: 11%
9. Código Documento: 3117: 124337786
10. Resultado de la Evaluación de Similitud:
 APROBADO PARA LEVANTAMIENTO DE OBSERVACIONES O DESAPROBADO

Fecha Emisión: 08/01/2025

<i>Firma y/o Sello Emisor Constancia</i>
 M.Cs. Arnold Ramsey Mendo Rodriguez DNI: 40832028

* En caso se realizó la evaluación hasta setiembre de 2023

COPYRIGHT © 2024 by
DONALD GORKI COLLANTES DELGADO
Todos los derechos reservados



Universidad Nacional de Cajamarca
LICENCIADA CON RESOLUCIÓN DE CONSEJO DIRECTIVO N° 080-2018-SUNEDU/CD
Escuela de Posgrado
CAJAMARCA - PERU



PROGRAMA DE MAESTRÍA EN CIENCIAS

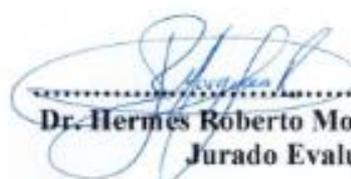
ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

Siendo las 16:00 horas, del día 16 de Septiembre de dos mil veinticuatro, reunidos en el Auditorio de la Escuela de Posgrado de Universidad Nacional de Cajamarca, el Jurado Evaluador presidido por la **Dr. Hermes Roberto Mosqueira Ramírez**, **Dr. Mauro Augusto Centurión Vargas**, **M. Cs. José Luis Marchena Araujo**, y en calidad de Asesor el **M. Cs. Arnold Ramsey Mendo Rodríguez**. Actuando de conformidad con el Reglamento Interno y el Reglamento de Tesis de Maestría de la Escuela de Posgrado de la Universidad Nacional de Cajamarca, se inició la Sustentación de la Tesis titulada **"VULNERABILIDAD SÍSMICA EN INSTITUCIONES EDUCATIVAS EMPLEANDO DIFERENTES METODOLOGÍAS DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL, CHOTA 2021."**, presentada por el Ingeniero Civil **Donald Gorki Collantes Delgado**

Realizada la exposición de la Tesis y absueltas las preguntas formuladas por el Jurado Evaluador, y luego de la deliberación, se acordó APROBARLO..... con la calificación de DIECISIETE..... la mencionada Tesis; en tal virtud, el Ingeniero Civil, Donald Gorki Collantes Delgado, se encuentra en aptitud para recibir en ceremonia especial el Diploma que la acredita como **MAESTRO EN CIENCIAS**, de la Unidad de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, con Mención en **INGENIERIA CIVIL**.

Siendo las 16:45 horas del mismo día, se dio por concluido el acto.


.....
M. Cs. Arnold Ramsey Mendo Rodríguez
Asesor(a)


.....
Dr. Hermes Roberto Mosqueira Ramírez
Jurado Evaluador


.....
Dr. Mauro Augusto Centurión Vargas
Jurado Evaluador


.....
M. Cs. José Luis Marchena Araujo
Jurado Evaluador

A:

Dios nuestro señor, por darnos la vida y ser guía espiritual que en todo momento, iluminó mi ser manteniendo mi fe ineludible durante cada una de las etapas de mi vida. Mis padres: Aydeé Delgado y Felipe Collantes, por ser paradigmas de amor, humildad y perseverancia incesante. Mis hermanos, por su apoyo perseverante sus sabios consejos y ayuda desinteresada en todo momento. A los seres angelicales de este mundo a la fuerza motivadora, fuente de inspiración y fortaleza: Mis Hijas Ghymena Lisbeth y Danna Sofía.

AGRADECIMIENTO

A la Universidad Nacional de Cajamarca, Alma Mater que me albergó durante los estudios, brindándome la oportunidad de crecer y desarrollarme profesionalmente.

A mis docentes de la escuela de Post Grado, Línea de Ingeniería Civil, que enseñaron el verdadero significado de la educación, la amistad y el compromiso con la universidad y la sociedad.

A mi asesor Mg. Arnold Ramsey, por su apoyo perseverante y dedicado, por sus orientaciones, recomendaciones y sugerencias, que hicieron posible la formulación y el desarrollo del presente trabajo de investigación.

A la Institución educativa Abel Carbajal Pérez de Chota por permitirme realizar el presente trabajo de investigación, al director por su valiosa colaboración, la misma que permitió desarrollar el trabajo de investigación.

A todas las personas que contribuyeron de manera directa e indirecta en esta investigación así como a los miembros del comité científico por los valiosos aportes brindados.

Lo que sabemos es una gota, lo que ignoramos es el océano”

- Isaac Newton

ÍNDICE GENERAL

1.	CAPÍTULO I	1
1.1.	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1.1.	CONTEXTUALIZACIÓN PROBLEMÁTICA.	1
1.2.	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	4
1.3.	JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA	4
1.4.	DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.	5
1.5.	OBJETIVOS.	5
2.	CAPÍTULO II	6
2.1.	MARCO TEÓRICO	6
2.1.1.	ANTECEDENTES	6
2.1.2.	BASES TEÓRICAS	12
2.1.2.1.	Vulnerabilidad sísmica.	12
2.1.2.2.	Métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica.	12
A.	Método de Benedetti y Petri.	12
B.	Método de Hirosawa	14
C.	Análisis de vulnerabilidad aplicando el método FEMA 154	22
D.	Análisis Estático No Lineal Pushover.	32
2.2.	HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN:	43
2.3.	OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES	44
3.	CAPÍTULO III	49
3.1.	MARCO METODOLÓGICO	49
3.1.1.	ÁMBITO DE ESTUDIO	49
3.1.2.	MÉTODOS	50
3.1.3.	DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	50
3.1.4.	POBLACIÓN Y MUESTRA	53
3.1.5.	UNIDAD DE OBSERVACIÓN.	53
3.1.5.	UNIDAD DE ANÁLISIS	54
3.1.6.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN	54
3.1.7.	TÉCNICAS Y PROCESAMIENTO DE ANÁLISIS DE DATOS	56
4.	CAPÍTULO IV	57
4.1.	PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.	57
4.1.1.	FLUJOGRAMA.	57
4.1.2.	RESULTADOS POR OJETIVOS.	58
A.	MÉTODO DE HIROSAWA I.E. ABEL CARBAJAL PÉREZ, CHOTA 2021.	58
B.	MÉTODO DE HIROSAWA DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA SAN JUAN DE CHOTA.	69
C.	MÉTODO FEMA 154, INSTITUCIÓN EDUCATIVA ABEL CARBAJAL PÉREZ CHOTA 2021.	81
D.	MÉTODO FEMA 154, INSTITUCIÓN SAN JUAN CHOTA, 2021.	82

E. MÉTODO BENEDETI PETRINI, INSTITUCIÓN EDUCATIVA ABEL CARVAJAL PÉREZ, CHOTA 2021.	84
F. MÉTODO DE BENEDETI PETRINI INSTITUCIÓN EDUCATIVA SAN JUAN.	94
G. MÉTODO DE PUSHOVER DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA ABEL CARBAJAL PÉREZ, CHOTA 2021.	109
H. MÉTODO PUSHOVER DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA SAN JUAN.	124
4.2. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.	140
5. CAPÍTULO V	146
5.1. CONCLUSIONES.	146
5.2. RECOMENDACIONES.	147
6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.	148
ANEXOS	155

LISTA DE TABLAS

Tablas	Página
Tabla 1: Escala numérica del índice de vulnerabilidad de Beneddetti Petri.	13
Tabla 2: Intervalo par asignar la clase de vulnerabilidad.	13
Tabla 3: Valores recomendados de esfuerzo cortante máximo para los paneles de mampostería.	16
Tabla 4: Valores de Gi y Ri.	18
Tabla 5: Valores del índice T para diferentes causas y tipos de daño.	19
Tabla 6: Clasificación de daños causados por un sismo.	20
Tabla 7: Identificación de Zonas Sísmicas	23
Tabla 8: Lista de Fechas de Implementación del Código Sísmico para Edificios en los Estados Unidos por Tipo de Edificio.	24
Tabla 9: Parámetros de clasificación de los suelos.	26
Tabla 10: Comparación entre los índices de vulnerabilidad y juicio estructural XX.	68
Tabla 11: Comparación entre los índices de vulnerabilidad y juicio estructural YY.	69
Tabla 10: Comparación entre los índices de vulnerabilidad y juicio estructural institución educativa San Juan.	68
Tabla 13: Datos iniciales para la resistencia convencional .	86
Tabla 14: Datos iniciales para el área resistente.	86
Tabla 15: Área total resistente en la dirección X, Y.	87
Tabla 16: Resistencia convencional.	87
Tabla 17. Configuración en planta.	89
Tabla 18: Configuración en elevación.	90
Tabla 19: Índice de vulnerabilidad del pabellón A de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	93
Tabla 20. Grado de vulnerabilidad de los pabellones A de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	93
Tabla 21: Datos iniciales para la resistencia convencional de la I.E. San Juan.	97
Tabla 22: Datos iniciales para el área resistente de la I.E. San Juan.	98
Tabla 23: Área total resistente en la dirección X, Y de la I.E. San Juan.	98
Tabla 24: Resistencia Convencional de la I.E. San Juan.	98
Tabla 25. Configuración en planta I.E. San Juan.	101
Tabla 26: Configuración en elevación I.E. San Juan.	103
Tabla 19: Índice de vulnerabilidad del pabellón D de la I.E. San Juan.	108
Tabla 28: Grado de Vulnerabilidad del Pabellón D de la I.E San Juan	108
Tabla 29: Resumen De Parámetros E 030 I. E. Abel Carbajal Pérez.	117
Tabla 30: Peso del edificio de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	117
Tabla 31: Espectros de pseudoaceleración I. E. Abel Carbajal Pérez.	118
Tabla 32: Resumen De Parámetros E 030 I.E San Juan.	134
Tabla 33: Peso del edificio de la I.E San Juan.	134

LISTA DE FIGURAS

Figuras	Página
Figura 1: Esquema Método Hirosawa	14
Figura 2: Evaluación de la vulnerabilidad estructural Método FEMA 154	22
Figura 3. Ejemplos de variación en planta y altura en los pisos en una edificación.	25
Figura 4. Ejemplos de irregularidad vertical en edificaciones.	29
Figura 5. Ejemplos de irregularidad en planta en edificaciones.	30
Figura 6. Guía para la identificación de los modificadores Precode y Benchmarkpost en las edificaciones.	31
Figura 7. Probabilidad de falla estimada acorde al puntaje estructural	33
Figura 8: Ilustración del Análisis Pushover	35
Figura 9: Esquema del Pushover	36
Figura 10: Representación de la curva de capacidad.	37
Figura 11: Transformación de la Curva Capacidad a un Espectro Capacidad	39
Figura 12: Definición de rendimiento efectivo o base de ingresos	42
Figura 13: Criterio de las áreas iguales	42
Figura 14: Representación Bilineal del Espectro de Capacidad	43
Figura 15: Vista satelital de la ciudad de Chota	49
Figura 16: Flujograma de desarrollo de la tesis	57
Figura 17: Resultado de Evaluación por Método FEMA 154 I.E. Abel Carbajal Pérez	81
Figura 18: Resultado de Evaluación por Método FEMA 154, Institución educativa San Juan Chota.	82
Figura 19: Pabellón de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	84
Figura 20: Pabellón –Segundo Nivel de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	85
Figura 21. Planta – Pabellón A – Primer nivel de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	86
Figura 22: Pabellón – Vista de la pendiente de la calle de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	88
Figura 23: Pabellón - Tercer Nivel de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	88
Figura 24. Planta – Pabellón – Primer nivel de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	89
Figura 25. Planta – Pabellón A – Primer nivel de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	90
Figura 26. Planta – Pabellón A – Segundo nivel de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	90
Figura 27. Planta – Pabellón – Primer nivel de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	91
Figura 28:Pabellón A – Tercer nivel de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	91
Figura 29: Pabellón A – Tercer nivel de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	92
Figura 30: Pabellón A – Primer nivel – Parte lateral de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	92
Figura 31: Pabellón de la I.E. Emblemática San Juan	94
Figura 32: Pabellón D– Vista Posterior de la I.E. Emblemática San Juan	95
Figura 33. Planta – Pabellón D –Primer Nivel de la I.E. Emblemática San Juan.	97
Figura 34. Posición del edificio y cimentación de la I.E. Emblemática San Juan.	99
Figura 35: Pabellón D - Segundo Nivel de la I.E. Emblemática San Juan.	100
Figura 36: Planta – Pabellón A –Primer Nivel-Bloque I de la I.E. Emblemática San Juan.	101

Figura 37: Planta – Pabellón D –Primer Nivel de la I.E. Emblemática San Juan.	102
Figura 38: Planta – Pabellón D – Segundo Nivel-Bloque I de la I.E. Emblemática San Juan.	103
Figura 39 Planta – Pabellón D – Primer Nivel-Bloque I de la I.E. Emblemática San Juan.	104
Figura 40: Pabellón D - Segundo Nivel de la I.E. Emblemática San Juan.	105
Figura 41: Pabellón D de la I.E. Emblemática San Juan.	106
Figura 42: Pabellón D – Primer Nivel – Parte lateral de la I.E. Emblemática San Juan.	107
Figura 43: Datos del concreto de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	109
Figura 44: Datos del acero de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	109
Figura 45: Datos de columna de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	110
Figura 46: Datos de acero encolumna de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	110
Figura 47: Datos de propiedades de columna de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	111
Figura 48: Datos de viga de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	111
Figura 49: Datos de acero en viga de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	112
Figura 50: Datos de viga prismática de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	112
Figura 51: Datos de losa aligerada de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	113
Figura 52: Datos de peso de la estructura de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	113
Figura 53: Datos de cargas de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	114
Figura 54: Asignación de cortante estático de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	114
Figura 55: Asignación de cargas laterales de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	114
Figura 56: Asignación de casos de cargas de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	115
Figura 57: Asignación de Sismo dinámico en X de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	115
Figura 58: Asignación de Push Over en X de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	116
Figura 59: Espectro de aceleraciones de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	119
Figura 60: Derivas elástica de entrepiso por sismo estático de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	119
Figura 61: Derivas elásticas YY por sismo estático de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	120
Figura 62: Deriva elástica XX por sismo dinámico de la I.E. Abel Carbajal Pérez.	120
Figura 68: Deriva elástica YY por sismo dinámico	121
Figura 64: Desplazamiento vs cortante en la base para la dirección X de la institución educativa Abel Carbajal Pérez Chota.	121
Figura 65: Desplazamiento vs cortante en la base para la dirección Y de la institución educativa Abel Carbajal Pérez Chota.	122
Figura 66: Rótulas plásticas en la dirección X de la institución educativa Abel Carbajal Pérez Chota.	123
Figura 67: Rótulas plásticas en la dirección Y de la institución educativa Abel Carbajal Pérez Chota.	123
Figura 68: Datos del concreto de la I. E San Juan.	124
Figura 69: Datos del acero de la I. E San Juan.	124
Figura 70: Datos del ladrillo de la I. E San Juan.	125
Figura 71: Datos de columna en T de la I. E San Juan.	125
Figura 72: Datos de columna en L de la I. E San Juan.	126
Figura 73: Datos de columna de 30x30 de la I. E San Juan.	126
Figura 74: Datos de propiedades de columna de la I. E San Juan.	127

Figura 75: Datos de viga V1 de la I. E San Juan.	127
Figura 76: Datos de acero en viga V1 de la I. E San Juan.	127
Figura 77: Datos de viga V2 de la I. E San Juan.	128
Figura 78: Datos de acero en viga V2 de la I. E San Juan.	128
Figura 79: Datos de viga Var de la I. E San Juan.	128
Figura 80: Datos de acero en viga Var de la I. E San Juan.	129
Figura 81: Datos de viga Chata de la I. E San Juan.	129
Figura 82: Datos de acero en viga Var de la I. E San Juan.	129
Figura 83: Datos de viga prismática de la I. E San Juan.	130
Figura 84: Datos de losa aligerada de la I. E San Juan.	130
Figura 85: Datos de peso de la estructura de la I. E San Juan.	131
Figura 86: Datos de cargas de la I. E San Juan.	131
Figura 87: Asignación de cortante estático en X de la I. E San Juan.	131
Figura 88: Asignación de cortante estático en Y de la I. E San Juan.	132
Figura 89: Asignación de cargas laterales tanto en X y Y de la I. E San Juan.	132
Figura 90: Asignación de casos de cargas de la I. E San Juan.	132
Figura 91: Asignación de Sismo dinámico en X de la I. E San Juan.	133
Figura 92: Asignación de Push Over en X de la I. E San Juan.	133
Figura 93: Espectro de aceleraciones I.E. San Juan.	135
Figura 94: Deriva elástica XX de la I. E San Juan.	136
Figura 95: Deriva elástica YY la I. E San Juan.	136
Figura 96: Deriva elástica por sismo dinámico en la dirección XX la I. E San Juan.	137
Figura 97: Deriva elástica por sismo dinámico en la dirección YY la I. E San Juan.	137
Figura 98: Desplazamiento vs cortante en la base para la dirección x de la institución educativa San Juan Chota.	138
Figura 99: Desplazamiento vs cortante en la base para la dirección y de la institución educativa San Juan Chota.	138
Figura 100: Rótulas plásticas en la dirección X de la institución educativa Abel Carbajal Pérez Chota.	139
Figura 101: Rótulas plásticas en la dirección Y de la institución educativa Abel Carbajal Pérez Chota.	140

LISTA DE ABREVIACIONES

FEMA 154	Agencia Federal para el Manejo de Emergencias
MPA	Modal pushover análisis
PIVR	Procedimiento de inspección visual rápida
CENEPRED	Centro Nacional de Estimación, Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres
OPS	Organización panamericana de la salud
ACI	American concrete instituto
Z =	Factor de zona sísmica; su valor depende del peligro sísmico del lugar donde se ubica el edificio ($0.5 \leq Z \leq 1$).
G =	Factor de influencia de las condiciones topográficas y geotécnicas.
U =	Factor de importancia del edificio por su uso.
Índice Is	Índice de vulnerabilidad estructural)
Índice Iso	Índice de evaluación de la estructura)
Índice Eo	Índice básico de comportamiento estructural
Índice Eso	Resistencia sísmica básica requerida
Índice SD	Índice de configuración estructural.
Índice T	Índice de tiempo de deterioro.
Etabs	Programa de elementos finitos para modelado, análisis y dimensionamiento de cualquier estructura
PUSHOVER	Método estático no lineal

TÉRMINOS BASICOS

El riesgo (R): En su expresión más simple es R (riesgo) = Vulnerabilidad de la vivienda (V) x peligro sísmico (P) (Kuroiwa, 2016).

Vulnerabilidad (V): Es la susceptibilidad de la vivienda o edificio a ser dañada por un sismo. (Kuroiwa, 2016).

El peligro sísmico (P): Depende de la intensidad sísmica a que será sometida la vivienda o edificio, el cual depende de la magnitud o tamaño del terremoto, la distancia que ocurre el sismo, pero principalmente las condiciones físicas del emplazamiento, es decir las características del suelo, la topografía y geología del lugar (Kuroiwa, 2016).

Sismo: Vibraciones de la corteza terrestre inducidas por el paso de las ondas sísmicas provenientes de un lugar o zona donde han ocurrido movimientos súbitos de la corteza terrestre (disparo sísmico o liberación de energía). (Goytia y Villanueva, 2001).

Sismicidad: Es la frecuencia de sismos por unidad de área en una región dada (Dowrick, 1990).

Peligrosidad sísmica: Según (Udías y Mézcua 1986; Bertero 1992) por peligrosidad sísmica de una zona se entiende cualquier descripción de los efectos provocados por terremotos en el suelo de dicha zona. (Citado en: Bozzo y Barbat, 2000).

Evaluación estructural. Evaluación estructural, consiste en realizar un análisis matemático de la estructura existente ante cargas gravitacionales y cargas sísmicas para determinar el estado actual de estructura (Paucar P, 2021).

Instituciones educativas. Es la primera y principal instancia de gestión del sistema educativo descentralizado. En ella tiene lugar la prestación del servicio. Puede ser pública o privada. Es finalidad de la Institución Educativa el logro de los aprendizajes y la formación integral de sus estudiantes. El Proyecto Educativo Institucional orienta su gestión. La Institución Educativa, como ámbito físico y social, establece vínculos con los diferentes organismos de su entorno y pone a disposición sus instalaciones para el desarrollo de actividades extracurriculares y comunitarias, preservando los fines y objetivos educativos, así como las funciones específicas del local institucional. Los programas educativos se rigen por lo establecido en este capítulo en lo que les corresponde (MINEDU, 2003).

RESUMEN

La presente investigación tuvo como objetivo evaluar la vulnerabilidad sísmica en instituciones educativas empleando diferentes metodologías de evaluación estructural, se utilizó el Método hipotético deductivo, las técnicas utilizadas fueron la observación científica directa y el análisis documental, la recopilación de datos se realizó con la escala de Benedetti Petrini, la escala de Hirosawa, la ficha del procedimiento de inspección visual rápida del Fema 154, y el análisis Pushover con Etabs. La muestra fue la Institución educativa Abel Carbajal Pérez y San Juan de Chota. Los resultados y conclusiones obtenidos utilizando las diferentes metodologías de acuerdo al método de Benedetti Petrini la institución educativa presenta Vulnerabilidad media, según el método de Hirosawa la institución educativa Abel Carbajal Pérez es Vulnerable y la I.E. San Juan no es vulnerable, de acuerdo al método FEMA 154, la institución educativa Abel Carbajal Pérez no es Vulnerable y la I.E San Juan no es vulnerable, por otro lado de acuerdo al análisis Pushover la curva de desplazamiento Vs el cortante en la base de la Institución educativa Abel Carbajal Pérez, para la dirección XX se obtuvo que el desplazamiento máximo es de 11.58 cm y un cortante de 132.765 ton, en este momento la estructura se encuentra en el régimen inelástico próximo al colapso, para la dirección YY obteniéndose que el desplazamiento máximo de 3.05 cm y un cortante de 45.571. La curva de desplazamiento Vs el cortante en la base de la Institución educativa San Juan, para la dirección XX es de 22.78 cm y un cortante de 477.64 ton. En el caso de la dirección YY, el desplazamiento máximo es de 0.19 cm y un cortante de 348.75 ton, en este momento la estructura se encuentra en el régimen inelástico próximo al colapso. Finalmente se deduce que aplicando las metodologías de Hirosawa, Benedetti Petrini, Pushover y la E030, la estructura del edificio Abel Carbajal Pérez es Vulnerable, pero por el Fema 154 no es vulnerable. Con respecto a la I.E San Juan de Chota podemos afirmar que aplicando los cuatro métodos de evaluación sismorresistente, el edificio no es Vulnerable.

Palabras Clave: Evaluación estructural, diseño sismorresistente, metodologías de evaluación estructural, desempeño sísmico.

ABSTRACT

The objective of this research was to evaluate seismic vulnerability in educational institutions using different structural assessment methodologies. The hypothetical-deductive method was employed, and the techniques used were direct scientific observation and documentary analysis. Data collection was carried out using the Benedetti Petrini scale, the Hirosawa scale, the FEMA 154 rapid visual inspection procedure form, and the Pushover analysis with Etabs software. The sample included the educational institutions Abel Carbajal Pérez and San Juan de Chota. The results and conclusions obtained from the different methodologies are as follows: According to the Benedetti Petrini method, the educational institution shows medium Vulnerability. Based on the Hirosawa method, the Abel Carbajal Pérez educational institution is vulnerable, while the San Juan institution is not. According to the FEMA 154 method, both institutions, Abel Carbajal Pérez and San Juan, are not vulnerable. From the Pushover analysis, the displacement vs. base shear curve for the Abel Carbajal Pérez institution in the XX direction showed a maximum displacement of 11.58 cm and a shear of 132.765 tons. At this point, the structure is in the inelastic regime, close to collapse. In the YY direction, the maximum displacement was 3.05 cm and the shear was 45.571 tons. For the San Juan institution, the XX direction showed a displacement of 22.78 cm and a shear of 477.64 tons, while in the YY direction, the maximum displacement was 0.19 cm and the shear was 348.75 tons. The structure in this case is also in the inelastic regime, close to collapse. In conclusion, applying the Hirosawa, Benedetti Petrini, Pushover, and E030 methodologies, the Abel Carbajal Pérez building is considered vulnerable, but according to FEMA 154, it is not. For the San Juan de Chota institution, all four seismic-resistant evaluation methods indicate that the building is not vulnerable.

Keywords: Structural assessment, seismic-resistant design, structural evaluation methodologies, seismic performance.

INTRODUCCIÓN

La vulnerabilidad, está relacionado con las condiciones específicas de infraestructura que puede sufrir los efectos, (daños y pérdidas) por acción del peligro (CENEPRED, 2011).

El grado de destrucción de una estructura por un terremoto de diversas características se conoce como su vulnerabilidad sísmica. Esta característica estructural no se ve afectada por el nivel de peligrosidad del lugar donde está situado el edificio. (Barbat, 1998). La vulnerabilidad estructural de las instituciones educativas se debe principalmente a la ocurrencia de sismos, y a que éstas tienen poca resistencia y deficiente ductilidad, asimismo las estructuras deben seguir en funcionamiento ante la ocurrencia de un sismo y éstas no deben sufrir un colapso frente a un sismo moderado.

Actualmente existen diversas metodologías de evaluación estructural sismorresistente, que pueden ser cuantitativas, cualitativas, mixtas, analíticas y experimentales. Éstas sirven para realizar un diagnóstico de los edificios en general, y particularmente en esta investigación nos servirá para evaluar dos instituciones educativas y poder determinar si estas son seguras o no frente a un sismo. Las metodologías utilizadas en el presente estudio de investigación son la de Benedetti Petrini (Benedetti & Petrini , 1984) de Italia, la metodología de Hirosawa (Hirosawa, 1992) de Japón, la metodología de la Agencia Federal de Gestión de Emergencias FEMA 154 (FEMA P-154, 2015) de los Estados Unidos y la metodología de análisis estático no lineal Pushover (FEMA 440, 2005).

La metodología de Benedetti y Petrini fue propuesto en 1984, consiste en la recopilación de datos importantes del edificio en estudio, a partir de 11 parámetros, obteniendo un valor numérico llamado Vulnerabilidad (Benedetti & Petrini , 1984).

El método de Hirosawa, utilizado oficialmente en Japón por el Ministerio de Construcción, es un enfoque para evaluar la seguridad sísmica de edificios de hormigón armado. El objetivo es comprender cómo se comporta el sistema estructural y determinar su capacidad de resistencia. (Hirosawa, 1992)

El método de detección visual rápida (RVS) del P-154 de FEMA, es un procedimiento para identificar aquellos edificios que podrían representar un riesgo grave de pérdida de vidas y lesiones cuando se produce un terremoto dañino debido al colapso (FEMA P-154, 2015).

El método del FEMA 440 se utiliza para evaluar y mejorar la aplicación del análisis inelástico simplificado. Procedimientos para usar con ingeniería basada en el desempeño. métodos para el diseño, evaluación y mejora sísmica de edificios (FEMA P-154, 2015).

Las estructuras de las instituciones educativas con un comportamiento sísmico inadecuado son la causa principal de las pérdidas humanas y económicas durante la ocurrencia de temblores intensos. Actualmente todos los edificios de las Instituciones educativas de la ciudad de Chota, son edificios de concreto armado. Este trabajo es una contribución al análisis de la vulnerabilidad sísmica de un edificio aplicando diferentes metodologías de evaluación estructural. Para llevar a cabo un análisis adecuado se debe disponer de una amplia información, que muchas veces no se tiene y, además, existe una gran cantidad de incertidumbres involucradas.

La presente consta de Capítulo I, planteamiento del problema, contextualización problemática, descripción del problema, pregunta de investigación, justificación e importancia, y objetivos; Capítulo II, marco teórico, antecedentes, bases teóricas, vulnerabilidad sísmica, métodos de vulnerabilidad sísmica, método de Benedetti y Petrini, método de Hirosawa, análisis de vulnerabilidad aplicando el método FEMA 154, y el método de Pushover; Capítulo III, marco metodológico. Capítulo IV, presentación de resultados, Capítulo V, conclusiones y recomendaciones.

1. CAPÍTULO I

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1.1. CONTEXTUALIZACIÓN PROBLEMÁTICA.

En el mundo, durante el siglo XX y XXI han ocurrido más de 1.100 terremotos fuertes que han causado más de millón y medio de víctimas. Ejemplos de terremotos que produjeron grandes pérdidas, solo en el último cuarto de siglo, son, entre otros, Perú (1970, 2007), China (1976, 2008), Rumania (1977), Italia (1980, 2009), Chile (1985), México (1985), Ecuador (1987), Armenia (1988), Estados Unidos (1987, 1989, 1994), Japón (1995), Venezuela (1967 1997), Colombia (1983, 1999), Turquía (1999), El Salvador (2001), India (2001), Irán (2003), el terremoto de Indonesia (2004), con más de 250.000 víctimas producidas por el tsunami generado por la magnitud del sismo y el reciente devastador terremoto en Haití (2010) y Chile (2010), también hay que indicar el terremoto de Japón del presente año (Moreno González & Bairán García, 2012).

La vulnerabilidad de un edificio por causa de un sismo se refiere a la susceptibilidad que tiene la edificación frente a posibles daños en aquellas partes del sistema estructural que lo mantienen en pie frente a un sismo intenso (Gulfo Mendoza, 2015).

Actualmente en las zonas sísmicas existen estructuras altamente vulnerables, puesto que han sido construidas sin seguir las especificaciones de normas de diseño sismorresistente o siguiendo normas obsoletas. Muchas veces los métodos para evaluar la vulnerabilidad de las estructuras no tienen en cuenta que su comportamiento sísmico es dinámico y fuertemente no lineal y que, además, las características estructurales y de la acción tienen grandes incertidumbres (Vargas y otros, 2013).

En el Perú las evidencias históricas, muestran que el territorio peruano ha sufrido grandes catástrofes a lo largo de su historia. Según el Instituto Geofísico del Perú (2011) el mayor número y los más grandes sismos se han producido en el llamado Cinturón de Fuego del Océano Pacífico que considera a los países que bordean dicho océano (Rodríguez Anaya, 2018).

El proceso de subducción ha modificado la morfología del Perú permitiendo el engrosamiento de la corteza y el plegamiento de sedimentos para dar origen a la

formación de sistemas de fallas geológicas presentes en superficie. La Cordillera de los Andes es el principal resultado de esta deformación. Los sismos de mayor magnitud tienen su origen en la superficie de fricción existente entre las placas de Nazca y Sudamericana, mejor conocida como “zona sismogénica”. En esta superficie se generan todos los sismos interplaca, siendo la dimensión de sus áreas de ruptura proporcionales a la cantidad de energía liberada. Estas áreas se encuentran a niveles de profundidad variable dependiendo de cada región, pero en general se considera en promedio la profundidad de 60 km (Tavera y otros, 2014). Los sacudimientos del suelo debido a la ocurrencia de sismos con foco intermedio, pocas veces son percibidos en superficie, pero cuando alcanzan magnitudes ≥ 7.0 presentan gran radio de percepción y algunas veces, producen daños en viviendas de adobe y procesos de licuación de suelos y/o deslizamientos de tierra y piedras en zonas de gran pendiente. Este es el caso por ejemplo del sismo de Lagunas del 2019 que con una magnitud de M8.0 fue percibido hasta distancias del orden de 1000 km (Tavera y otros, 2021), así como el ocurrido el 28 de noviembre 2021, en la provincia del Datem del Marañón (Loreto) ocurre un sismo de magnitud M7.5 con epicentro a 98 km al Este de la localidad de Santa María de Nieva. Este sismo de foco intermedio, tiene su origen en el proceso de deformación interna de la placa de Nazca a una profundidad de 131 km. Las mayores aceleraciones del suelo fueron registradas en las regiones de Amazonas, San Martín y Loreto, dentro de un área de radio igual a 250 km. Los valores de aceleración máxima oscilaron entre 100 a 194 cm/seg² (I.G.P, 2021).

La vulnerabilidad del Perú ante desastres es significativa, el Perú está identificado como uno de los países con mayor vulnerabilidad y a sufrir desastres debido a su ubicación dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico, donde ocurre el 85% de todos los sismos del mundo, según, el IGP, nuestro país cuenta con redes sísmicas y de GPS, cuya información permite identificar la ubicación de las asperezas (áreas de ruptura) que darían origen en el futuro, a los próximos grandes sismos frente a múltiples amenazas naturales en todo el continente (Chavez, 2012).

Estos sismos no pueden predecirse, sin embargo se tiene que tener en cuenta el enfoque preventivo para disminuir las pérdidas por sismos. Es así que existen diversas metodologías a lo largo del mundo que tratan de evaluar la vulnerabilidad de las estructuras frente a un sismo.

En el Perú el diseño sismorresistente se realiza de acuerdo a la Norma E030, sin embargo existen diferentes metodologías, tanto cuantitativas como cualitativas para realizar la evaluación de una estructura, entre estas metodologías tenemos la de Benedetti Petrini, Hirosawa, Fema 154, Fema 440, estas nos brindan una perspectiva del estado actual de la estructura referente a un probable sismo.

Debido a que las estructuras en general, y las instituciones educativas en particular, no consideraron varios parámetros durante la construcción, nuestra norma peruana de resistencia sísmica fue modificada desde su inclusión en la normativa nacional de construcción en 1970. Los cambios resultaron en estructuras modernas que se comportan mejor durante la ocurrencia de un terremoto. Esta evolución de nuestro estándar de resistencia sísmica a lo largo del tiempo es una clara indicación de las deficiencias y dificultades encontradas en el diseño de edificios resistentes a terremotos en el pasado. Por lo tanto, es necesario promover los estudios de vulnerabilidad de las edificaciones existentes con diferentes métodos de evaluación estructural debido a que pueden causar daños irreparables en caso de un sismo. (Pecori Zavaleta & Cruz Miranda, 2018).

Las instituciones educativas de la ciudad de Chota pertenecen a la zona 2, y estas fueron diseñadas en base a los principios antisísmicos, pero con normas que por ahora son obsoletas, debido a que tienen una antigüedad mayor a los 30 años. Es así que identificar la vulnerabilidad sísmica por diferentes metodologías de evaluación en las instituciones educativas es esencial para prevenir y/o reducir los desastres debido a que con el conocimiento se tomarían las acciones necesarias encaminadas a generar una cultura de prevención del riesgo.

El sistema constructivo de la institución educativa estudiada es de albañilería confinada, es decir, cuenta con muros de ladrillo en cuyo perímetro se han colocado vigas y columnas; además cuenta con un cerco perimétrico de albañilería y muros confinados alrededor de toda la institución.

Actualmente esta institución cuenta con 2 pabellones destinados a la enseñanza – aprendizaje en donde también se encuentra almacén, biblioteca y auditorio, son de tres pisos presentando diferencias en sus materiales de construcción y sistema constructivo; los principales defectos estructurales que presentan las edificaciones son columna corta, asimetría en elevación (fallas diagonales en elementos estructurales, aceros expuestos y corroídos debido a la mala calidad de los materiales de las construcciones, algunos otros problemas presentes en las

edificaciones es la humedad a causa del contacto directo con el agua de la lluvia, apareciendo eflorescencias en los muros y tabiques.

Todos estos motivos nos llevan a la necesidad de realizar un estudio detallado sobre vulnerabilidad sísmica en instituciones educativas de Chota empleando diferentes metodologías de evaluación estructural, donde existe una preocupación y una situación de riesgo para los estudiantes, para dicho fin es importante determinar y predecir cómo se comportarán estas edificaciones ante la ocurrencia de un evento sísmico, utilizando diferentes metodologías de evaluación estructural, de esta manera dar a conocer a la institución educativa y así evitar la pérdida de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cuál es la vulnerabilidad sísmica en instituciones educativas empleando diferentes metodologías de evaluación estructural, Chota - 2021?

1.3. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

Científica.

Con esta investigación se analizará los cuatro métodos de evaluación de la vulnerabilidad estructural que se utilizan en diferentes países y así poder determinar el más adecuado y sensible en la evaluación de estas estructuras, asimismo podremos tener una visión más acertada y recomendar el método más adecuado para nuestro país.

Metodológica.

Con esta investigación se contribuirá a generar conocimientos relacionados con la efectividad de las metodologías para evaluar la vulnerabilidad estructural de las edificaciones en nuestro ámbito, asimismo podremos determinar si una edificación se encuentra segura ante un sismo, debido a que esta fue construida en el año 1982 y a la actualidad las normas han cambiado drásticamente.

Social.

Con este trabajo se podrá conocer la vulnerabilidad sísmica y sus resultados dar a conocer al gobierno local y la institución educativa para que de esta manera pueda

tomar acciones necesarias para prevenir o realizar diversas acciones encaminadas a reforzar las estructuras y realizar mantenimiento debido a que pueden conllevar a pérdidas económicas y de vida en las instituciones educativas.

1.4. DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.

La presente investigación se realizará en dos instituciones de educación secundaria de la ciudad de Chota, la Institución educativa AbelCrbajal Pérez que fue construida en el año 1982 y la Institución educativa San Juan de Chota, que fue construida en el año 2015, se eligió dichas instituciones con la finalidad de determinar la vulnerabilidad teniendo en cuenta el tiempo y las modificaciones en la norma sismorresistente E030.

1.5. OBJETIVOS.

General.

Determinar la vulnerabilidad sísmica en instituciones educativas empleando diferentes metodologías de evaluación estructural, Chota – 2021.

Específicos:

Evaluar la vulnerabilidad sísmica mediante el método de Benedetti Petrini en las instituciones educativas de la Ciudad de Chota.

Determinar la vulnerabilidad sísmica mediante el método de Hirosawa en las instituciones educativas de la Ciudad de Chota.

Determinar la vulnerabilidad sísmica mediante el método de FEMA 154 en las instituciones educativas de la Ciudad de Chota.

Determinar la vulnerabilidad sísmica mediante el método PUSHOVER en las instituciones educativas de la Ciudad de Chota.

2. CAPÍTULO II

2.1. MARCO TEÓRICO

2.1.1. ANTECEDENTES

Salerno & et al (2023), en su estudio, “Un nuevo enfoque combinado para priorizar las intervenciones de reacondicionamiento sísmico en las existencias de edificios escolares de RC”, presenta un procedimiento de priorización para clasificar los edificios de hormigón armado (c.r.) que forman parte de un stock de acuerdo con su vulnerabilidad sísmica, y para planificar nuevas verificaciones e intervenciones de modernización. El enfoque propuesto se basa en inspecciones visuales, evaluación cualitativa y evaluación cuantitativa. La evaluación cualitativa se basa en una nueva forma de deficiencia, que se presenta, mientras que la evaluación cuantitativa se lleva a cabo a través de un modelo mecánico simplificado, que proporciona una relación entre la capacidad y la demanda. El procedimiento propuesto se aplicó al activo del edificio escolar R.C. gestionado por el municipio de Padua (Italia). Después de describir las principales características de las poblaciones inspeccionadas, se discuten los factores de vulnerabilidad más comúnmente observados y la aplicación del procedimiento. Los enfoques cualitativo y cuantitativo se integraron bastante bien entre sí y mostraron una buena concordancia general.

Hadzima-Nyarko (2021) en su estudio, “Características arquitectónicas y determinación de la capacidad portante como indicador clave para el refuerzo de los edificios de la escuela primaria: Estudio de caso Osijek” analizaron las características arquitectónicas y estructurales de los edificios de escuelas primarias existentes en Osijek (Croacia) con el fin de realizar una estimación de los daños estructurales causados por el terremoto en el ejemplo de un marco de hormigón armado (RC) de un edificio escolar seleccionado. Una descripción detallada del desarrollo de edificios de escuelas primarias muestra que el marco RC fue el tipo más común de sistema de construcción de edificios escolares en la ciudad de Osijek. La revisión y análisis de cada edificio puede convertirse en un estudio o manual para una reforma de calidad. El enfoque para su renovación, ampliación y reconstrucción debe estar bien estudiado, tener una base científica y tener objetivos claros que satisfagan a todos los usuarios del edificio escolar.

Borzi & et al (2008) En su estudio sobre “Análisis de vulnerabilidad simplificado basado en empuje para la evaluación a gran escala de edificios RC”. Utilizó los métodos analíticos para la evaluación a gran escala de la vulnerabilidad sísmica de los edificios de RC solo se han vuelto factibles recientemente debido a una combinación de avances en el campo de la evaluación de riesgos sísmicos y el análisis de respuesta estructural. En muchos de los procedimientos originales para definir curvas analíticas de vulnerabilidad, se llevaron a cabo análisis no lineales de la historia del tiempo de estructuras prototipo con características estructurales que variaban aleatoriamente para un conjunto de terremotos representativos. Sin embargo, la ejecución de análisis dinámicos no lineales para un gran número de estructuras requiere mucho tiempo y, por lo tanto, se han buscado métodos alternativos. El comportamiento no lineal de una población aleatoria de edificios a través de un procedimiento simplificado basado en el desplazamiento y el empuje. Los límites de la capacidad de desplazamiento se identifican en la curva de empuje y estos límites se comparan con la demanda de desplazamiento de un espectro de respuesta para cada edificio de la población aleatoria, lo que conduce a la generación de curvas de vulnerabilidad.

Orihuela & Orihuela (2021), realizaron el estudio sobre actividad sísmica de la I.E. Francisco Bolognesi Pabellón “D” mediante análisis estático no lineal “Pushover”, Distrito de Chilca, Huancayo, 2021. El objetivo fue analizar el nivel de actividad sísmica del Pabellón “D”. De acuerdo con las pautas del Vision Committee Standard 2000 (SEAOC). Se utilizó un método de investigación científica, de tipo aplicada, que hace referencia al tipo de estudio no experimental de corte transversal, cuyo demográfico general es la Institución Educativa Francisco Bolognesi – N° 31550, la muestra de este estudio es el pabellón “D”. Se concluye que se obtiene un desplazamiento principal de 226,55 toneladas en el sentido X-X para un desplazamiento horizontal máximo de 24 cm en el punto de control. En la dirección Y-Y, el desplazamiento principal es de 392,59 toneladas con un desplazamiento horizontal máximo de 3,03 cm, lo que provoca falla en el punto de control de 4,13 cm, porque forma un sistema estructural de mampostería principal de desplazamiento limitado que rompe los muros de 279,75 por tonelada.

La puntuación de rendimiento sísmico se calculó utilizando los métodos ASCE 41 17, a diferentes niveles de movimiento sísmico resultando en que los valores obtenidos en la dirección "X - X" para niveles de movimiento sísmico frecuentes, aleatorios, raros y muy raros se encuentran en una curva de potencia con desplazamientos de 1,80 cm, 2,30 cm, 5,30 cm y 7,30 cm respectivamente. Del mismo modo, los valores obtenidos en la dirección "Y - Y". los niveles de movimientos sísmicos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros están dentro de la curva de transmisión de 0,19 cm, 0,24 cm, 0,54 cm y 0,80 cm. Por tanto, el análisis estático no lineal concluye que los puntos de rendimiento incluidos en la representación bilineal de la curva de capacidad, dada la aceleración de 9,81 m/s², se encuentran dentro de su rango representativo.

Ruiz (2021). En su Tesis Análisis de la vulnerabilidad estructural de la Institucion Educativa José Mercedes Carlos Mio de la localidad de Becara-distrito Vice - provincia Sechura-departamento Piura – 2021, tuvo como objetivo analizar su estado de vulnerabilidad estructural en que se encuentra la institución educativa, empleó una metodología no experimental ya que se analizarán los pabellones “A” y “B” en sus condiciones actuales sin realizar ninguna modificación, realizó un análisis Lineal Estático y Dinámico la cual concluyó que ambos pabellones eran vulnerables estructuralmente en el eje donde se encontraban los pórticos que es el eje X-X, se hizo un análisis no lineal Pushover el cual permitió obtener una curva de capacidad de los pabellones en donde se sectorizó para saber en qué parámetros se encontraba.

Chavez (2021). En su tesis Análisis estático no lineal de cedencia sucesiva para la evaluación de desempeño sismoresistente método Pushover I.E. N° 11271, Chiclayo-2021, determinaron el análisis estático no lineal de cedencia sucesiva para la evaluación del desempeño sismorresistente del “Modulo Aulas” de la I.E. N° 11271, en la localidad de Luis Alberto Sánchez, Distrito de Chiclayo, en la Provincia de Chiclayo, Departamento de Lambayeque. Concluyen que al aplicarse el análisis no lineal (Pushover), el punto de desempeño permite verificar de qué manera la estructura se desarrollará ante un sismo severo. Con este método de los coeficientes modificados, se puede obtener el desplazamiento de la estructura en relación a la cortante que puede soportar la capacidad de la estructura. El

desplazamiento máximo lateral y fuerza cortante el cual se encuentra el punto de desempeño de la curva de capacidad del Módulo Aulas”. El desplazamiento lateral fue de 12.455636 cm y una Fuerza cortante de 210.444758 tnf. La capacidad máxima de la estructura está en relación de 02 a 03 veces su desempeño sísmico, es decir, se procedió a amplificar el sismo. Sin embargo, a pesar de ello, la estructura del Módulo Aulas” de la I.E. N° 11271 Siglo XXI se encuentra en un estado elástico lineal

Cumpa & Quispe (2019). En su tesis “Evaluación del desempeño sismorresistente de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad Umachurco-San Salvador, aplicando el método de análisis estático no lineal de cedencia sucesiva (PUSHOVER)”, determinaron el nivel de desempeño estructural del bloque 01 de la Institución Educativa N° 50217 de la comunidad campesina de Umachurco, la cual es catalogada como una edificación esencial de acuerdo a la norma de diseño sismorresistente E-030. Se realizó la representación de la estructura en estudio, a través de un modelo 3D con asistencia del Software estructural CSI SAP 2000. Al aplicar el AENL Pushover Se generó la primera rotula plástica con una fuerza cortante de 122.93 Ton y desplazamiento de 1.11cm lo cual indica que a partir de este punto la estructura incursiona en el rango inelástico. El máximo desplazamiento se generó con una fuerza cortante de 282.06 Ton y 7.40cm de desplazamiento lateral, finalmente se determinó el nivel de desempeño, para un sismo de servicio la estructura posee un nivel de desempeño funcional, para sismo de diseño la estructura se encuentra en seguridad de vida y finalmente para la condición crítica (sismo máximo) esta estructura se encuentra en el colapso.

Aguirre & Sandoval (2019). Realizaron la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en la institución educativa Elvira García y García ubicada en Chiclayo, Perú, utilizando el método de Hirosawa, estos autores determinaron la susceptibilidad sísmica de la mencionada institución educativa empleando el método mencionado. El enfoque metodológico utilizado fue de naturaleza aplicada, y la recopilación de datos en el campo se llevó a cabo siguiendo la metodología establecida por Hirosawa. La evaluación de la vulnerabilidad sísmica se realizó en los dieciocho módulos de la instalación, revelando la existencia de cuatro módulos que presentan vulnerabilidades y, por lo tanto, representan un riesgo. En conclusión,

la institución educativa Elvira García y García no está preparada para hacer frente a un evento sísmico.

Casanca & Matos (2019). Analizaron la vulnerabilidad sísmica del pabellón “C” en la institución educativa Mariscal Toribio de Luzuriaga Independencia Huaraz – 2018. El tipo de investigación fue descriptiva, no experimental, transversal correlacional teniendo como población la institución educativa Mariscal Toribio de Luzuriaga y como objeto de estudio el pabellón C de la institución mencionada. Obteniendo como resultado en la evaluación un pésimo desempeño sísmico por lo que no cumple con lo establecido en la norma E-030, así como las derivas máximas, las irregularidades, y columnas cortas, llegando a la conclusión que la edificación presenta una vulnerabilidad alta.

Pecori & Cruz (2018). Estudiaron la vulnerabilidad sísmica de la I.E. emblemática San Juan de la ciudad de Trujillo, 2018”, en el cual determinaron el nivel de vulnerabilidad sísmica, utilizando el método del Índice de Vulnerabilidad de Benedetti y Petrini, el cual utiliza 11 parámetros para representar las características más relevantes del edificio y su posible impacto durante un terremoto. Los resultados obtenidos mediante este método indicaron una vulnerabilidad media-baja para los tres pabellones analizados. Por lo tanto, en el análisis de modelado estructural se tuvieron en cuenta los desplazamientos máximos relativos y las fuerzas de corte según lo establecido en la norma E.030. El ensayo de fisuración, basado en la norma E.070, reveló que algunos muros de hormigón y mampostería sufren fisuras en ambas direcciones durante un sismo. Además, los resultados generales de resistencia al corte indican que se requiere refuerzo en las direcciones X e Y.

Soto (2018). Realizó el estudio de Comparación de los métodos: Fema 154, Hirosawa y Demanda resistencia para evaluar vulnerabilidad sísmica en infraestructura educativa Baños del Inca, su trabajo se centró en comparar los métodos FEMA 154, Hirosawa y Demanda-Resistencia para encontrar el método más conservador para evaluar la vulnerabilidad sísmica de la infraestructura educativa. Para ello se tomaron muestras del módulo del Colegio Andrés Avelino Cáceres ubicado en la zona de Baños del Inca (Zona 3 por la E-030). La evaluación

mediante el método FEMA 154 (Rapid Visual Evaluation) se basó en el examen del edificio y la determinación de un puntaje determinado, donde más de 2 sería suficientemente efectivo contra un terremoto. Sin embargo, el método de Hirosawa evaluó dos parámetros, el índice de vulnerabilidad estructural (Is) y el índice de evaluación estructural (Iso). Después del análisis por el método FEMA 154, la estructura se evaluó como 4, por lo que no necesita una investigación detallada, también según el método de Hirosawa, el Índice de Vulnerabilidad Estructural (Is) = 0.41 es más alto que el Índice de Evaluación Estructural (Iso) = 0.16 para la estructura, la cual no se calcula expuesta a sismos o no vulnerable y analizando la estructura mediante el método demanda-resistencia, se demostró que el refuerzo de los elementos estructurales tiene éxito, la edificación rinde menos de lo requerido. Por lo tanto, el edificio se considera vulnerable a los terremotos. Finalmente, luego de comparar los tres métodos analizados, se rechaza la hipótesis planteada, debido a que la metodología más conservadora para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica es el método de demanda-resistencia, debido a que este método compara la resistencia con la capacidad requerida del edificio.

Quispe (2019). En su tesis, evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las aulas del centro educativo primario N° 10237 del distrito de Cutervo – Cajamarca, determinaron el índice de vulnerabilidad sísmica del pabellón de aulas de esta institución. El procedimiento que utilizaron fue tomada del Método del Índice de Vulnerabilidad Sísmica, propuesto por Investigadores Italianos en 1984, entre los resultados más importantes se tiene que la edificación estudiada, no cumple con las distorsiones de entrepiso, presenta piso blando y columna corta, las columnas no resisten momentos producidos por el sismo, las zapatas no cumplen para transmitir esfuerzos al terreno, su tabiquería no se encuentra arriostrada por lo tanto no resiste al volteo y tiene un regular estado de conservación. Concluyendo así que las aulas de la Institución Educativa Primaria N° 10237 del distrito de Cutervo – Cajamarca tienen un índice de vulnerabilidad sísmico de 40.96% que corresponde a una vulnerabilidad alta.

2.1.2. BASES TEÓRICAS

2.1.2.1. Vulnerabilidad Sísmica.

Vulnerabilidad (V): Es la susceptibilidad de la vivienda o edificio a ser dañada por un sismo. (Kuroiwa, 2016).

La vulnerabilidad sísmica es el grado de daño que sufre una estructura, ocasionado por un sismo de diferentes características. Esta propiedad intrínseca de la estructura es independiente de la peligrosidad de la zona donde se ubica la edificación. (Barbat , 1998).

Se debe indicar que no existen metodologías estándares que estima la vulnerabilidad de una determinada estructura, el estudio de la vulnerabilidad arroja un resultado denominado índice de daño que caracteriza la degradación que sufrirá una estructura de una tipología estructural dada, sometida a la acción de un sismo de determinadas características. (Sarmiento, 2004).

2.1.2.2. Métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica.

A. Método de Benedetti y Petrini.

Propuesto por los investigadores Benedetti y Petrini en 1984, consiste en la recopilación de datos importantes del edificio en estudio, a partir de 11 parámetros compilados en un cuestionario y combinados en una escala predeterminada, obteniendo un valor numérico llamado VULNERABILIDAD (Yepez y otros, 1995). El índice de vulnerabilidad está determinado por la siguiente fórmula:

$$IV = \Sigma(K_i * W_i)$$

Ecuación: 01. Índice de vulnerabilidad sísmica

$$VI = \sum_{i=1}^{11} K_i W_i$$

Tabla 1: Escala Numérica del Índice de Vulnerabilidad de Benedetti

Parámetros	Clase K_i				Peso W_i
	A	B	C	D	
1. Organización del sistema resistente.	0	5	20	45	1.5
2. Calidad del sistema resistente.	0	5	25	45	1.0
3. Resistencia convencional.	0	5	25	45	1.0
4. Posición del edificio y cimentación.	0	5	25	45	1.0
5. Diafragma horizontales.	0	5	15	45	0.5
6. Configuración en planta.	0	5	25	45	1.0
7. Configuración en elevación.	0	5	25	45	1.0
8. Distancia máxima entre los muros.	0	5	25	45	0.75
9. Tipo de cubierta.	0	15	25	45	0.25
10. Elementos no estructurales.	0	0	25	45	0.25
11. Estado de conservación.	0	5	25	45	0.25

Fuente: (Yepez y otros, 1995).

Tabla 2: Intervalo para asignar la clase de vulnerabilidad

Intervalo	Vulnerabilidad
0 hasta 95.63	Baja
95.63 hasta 191.30	Media Baja
191.30 hasta 286.30	Media Alta
286.30 hasta 382.50	Alta

(Yepez y otros, 1995).

El método descrito fue desarrollado para estudiar tanto estructuras de mampostería como estructuras de hormigón armado; sin embargo, la mayor parte de sus esfuerzos de investigación e implementación se dedican a la primera. Gracias a la idea del método, se puede aplicar a varias tipologías de los dos grandes grupos de estructuras mencionadas, lo que evita el enorme problema de detallar la tipología específica de cada estructura y las descripciones de daños y vulnerabilidades que le corresponden sin excepción con esta tipología, al igual que otros métodos (Yepez y otros, 1995).

A.1. Descripción de los parámetros del método del índice de vulnerabilidad.

A.1.1. Organización del sistema resistente.

A.1.2. Calidad del sistema de resistencia.

A.1.3. Resistencia tradicional.

A.1.4. Ubicación del edificio y los cimientos.

A.1.5. Diafragmas Horizontales.

A.1.6. Configuración en planta.

A.1.7. Configuración en Elevación.

A.1.9. Tipos de Cubierta.

A.1.10. Elementos no Estructurales.

A.1.11. Estado de Conservación.

B. Método de Hirosawa

El método de Hirosawa, utilizado oficialmente en Japón por el Ministerio de Construcción, es un enfoque para evaluar la seguridad sísmica de edificios de hormigón armado (Iglesias, 1986).

Este método propone tres niveles de evaluación, que van desde simple hasta detallado, basados en el análisis del comportamiento sísmico de cada piso del edificio en las direcciones principales de la planta (Hirosawa, 1992). El objetivo es comprender cómo se comporta el sistema estructural y determinar su capacidad de resistencia.

Para establecer la vulnerabilidad estructural, se debe considerar lo siguiente:

Si el valor de "Is" (Índice de seguridad sísmica) es mayor o igual que "Iso" (Índice de seguridad objetivo), se considera que el comportamiento sísmico del edificio investigado es seguro.

Si el valor de "Is" es menor que "Iso", se concluye que el edificio investigado presenta fragilidad y, por lo tanto, se considera inseguro.

Figura 1: Esquema Método Hirosawa



Fuente: (OPS, 2004).

a.1) Cálculo del índice de comportamiento (Eo) de la estructura principal:

El índice Eo se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$E_o = (n_p + 1) * \{ \alpha_1 * (C_{mar} + C_{sc} + C_a + C_{ma}) + \alpha_2 * C_w + \alpha_3 * C_c \} * F(n_p + i)$$

Donde:

α_i : Es el factor de reducción de la resistencia según el nivel de deformación en el que los elementos que controlan el comportamiento sísmico alcanzan la resistencia. Los valores de estos factores se encuentran en la Tabla Detallada 04 de (OPS, 2004).y dependen del tipo de comportamiento de los elementos (frágiles tipo A, menos frágiles tipo B y dúctiles tipo C).

n_p : Es el número total de plantas o pisos de la estructura.

i : Es el piso o nivel que se está evaluando.

C_{mar} : Índice de resistencia proporcionado por los muros de relleno de mampostería.

C_{sc} : Índice de resistencia de columnas cortas de hormigón armado.

C_a : Índice de resistencia de muros de mampostería no reforzada o parcialmente confinada.

C_{ma} : Índice de resistencia proporcionado por los muros confinados de mampostería.

C_w : Índice de resistencia proporcionado por los muros de hormigón armado.

C_c : Índice de resistencia de pilares no cortos de hormigón armado.

F : Índice de durabilidad relativo a los elementos verticales. Si los valores de C_{mar} , C_a y C_{sc} son cero, $F = 1.0$. Si los valores son distintos de cero, $F = 0.8$.

El cálculo del índice Eo se basa en el análisis de la resistencia al corte de cada piso, considerando la geometría y la resistencia de los elementos estructurales correspondientes a cada categoría mencionada (columnas cortas, columnas de hormigón armado, muros de hormigón armado, muros de relleno de mampostería, muros de mampostería armada o confinada). Los valores de los índices de resistencia (C_{mar} , C_{sc} , C_a , C_{ma} , C_w , C_c) se obtienen multiplicando el área de la sección transversal del elemento por su resistencia al corte. Además, se aplica el factor de reducción α_i según el tipo de comportamiento de los elementos (Hirosawa, 1992).

El índice Eo es un componente importante en el cálculo

Tabla 3. Valores de los coeficientes α_1

Tipo	α_1	α_2	α_3	Módulo de falla
A	1.0	0.7	0.5	Muros de relleno de mampostería o columnas cortas o muros de mampostería no reforzada y parcialmente confinada controlan la falla.
B	0.0	1.0	0.7	Muros de concreto reforzado controlan la falla.
C	0.0	0.0	1.0	Columnas de concreto reforzado controlan la falla.

Fuente: (Hirosawa, 1992)

El coeficiente

(n_{p+1})

(n_{p+i})

Es la relación entre el factor cortante principal y el factor cortante de cada plano i cuando esos esfuerzos cortantes están por encima del piso analizado dependiendo del peso de la estructura.

C_i , o índices de resistencia, se determinan teniendo en cuenta las características y la forma del refuerzo del muro de hormigón.

Las ecuaciones utilizadas son:

Ecuación: 05. Índice de resistencia proporcionada por las columnas no cortas de concreto armado.

$$C_{mar} = \frac{0.6 * 0.85 * \tau_0 * \sum A_{mar}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$$

$$C_{sc} = \frac{f_c}{200} * \frac{15 * \sum A_{sc}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$$

$$C_w = \frac{f_c}{200} * \frac{0.6 * (0.45 * \tau_0 + 0.25 * \sigma_0) * \sum A_{ma}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$$

$$C_a = C_{ma}$$

$$C_w = \frac{f'c}{200} * \frac{30 * \sum A_{m1} + 20 * \sum A_{m2} + 12 * \sum A_{m3} + 10 * \sum A_{m4}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$$

$$C_c = \frac{f'c}{200} * \frac{10 * \sum A_{c1} + 7 * \sum A_{c2}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$$

Dónde:

$f'c$ = resistencia cilíndrica a compresión del hormigón.

$\Sigma Amar$ = suma de todas las superficies de paredes rellenas de mampostería disponibles en el nivel evaluado en la dirección analizada.

ΣAsc = suma del área de todas las columnas cortas de hormigón armado en el nivel analizado.

ΣAma = La suma de las superficies de los muros de piedra limítrofe del nivel evaluado en la dirección analizada.

$\Sigma Am1$ = Suma de las superficies de los muros planos de hormigón armado analizados con columnas en ambos extremos, donde la cantidad de refuerzo horizontal es mayor o igual a 1.2% y la esbeltez del muro (HIL) es mayor a 2. En contraste, la resistencia a cortante está dominada por la resistencia a compresión de la diagonal comprimida debido a su alto refuerzo horizontal.

$\Sigma Am2$ = Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso nominal en ambos extremos con columnas y armadura horizontal mínima. La resistencia al corte también se logra principalmente mediante el refuerzo horizontal.

$\Sigma Am3$ = Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso nominal sin columnas o con una columna en un extremo, esbeltez de muro igual o inferior a 2 y cantidad mínima de armadura. En estos muros, la resistencia a cortante está determinada por la carga de fisuración diagonal del hormigón debido a su acero de refuerzo mínimo.

$\Sigma Am4$ = Sin columnas o con columna en un extremo y con pendiente de muro mayor que la suma de las secciones transversales de los muros de hormigón armado de los 2 pisos analíticos. Se tiene en cuenta la resistencia a cortante obtenida de las ecuaciones en estos muros en ACI-318 (OPS, 2004).

$\Sigma Ac1$ = Suma de partes de columnas de hormigón armado, donde la altura libre (h) y el ancho (D) divididos deben ser menores a 6 (OPS, 2004).

$\Sigma Ac2$ = suma de secciones de columnas de hormigón armado con altura neta (h) y ancho (D) de 6 o más (OPS, 2004).

Wj = peso del piso.

τ_o = resistencia básica al corte de la mampostería.

σ_o = Fuerza normal de las fuerzas axiales que causan la gravedad del peso propio y las cargas de sobrecarga, según el uso previsto de cada edificio (OPS, 2004).

L = longitud de la pared.

H = altura del piso si la longitud de la pared (L) es de 3 metros o más o altura libre de la pared si L es menor de 3 m (OPS, 2004).

“Estas áreas se expresan en cm², las resistencias, tensiones y pesos en kgf/cm², kgf/cm² y kgf respectivamente. Los coeficientes de cada área corresponden a la resistencia al corte de los distintos tipos de elementos que forman el sistema sismo resistente, expresadas en kgf/cm²” (OPS, 2004).

a.2). Cálculo de índice de Configuración Estructural (SD).

Este coeficiente mide cómo afecta al comportamiento sísmico del edificio las irregularidades de la configuración estructural, así como la distribución de la masa y la rigidez. (OPS, 2004).

El método de Hirosawa sugiere calcular el factor SD utilizando el método de análisis de vulnerabilidad de primer orden con la siguiente fórmula:

Ecuación:06. Cálculo de Índice de Configuración Estructural (SD)

$$S_D = \prod_{i=1}^{1=8} q_i$$

Donde:

$$q_i = \{1.0 - (1 - G_i) * R_i\} \text{ para } i = 1, 2, 3, 4, 5, 7 \text{ y } 8$$

$$q_i = \{1.0 - (1 - G_i) * R_i\} \text{ para } i = 6$$

Gi y Ri, son valores que recomienda Hirosawa y se señalan a continuación:

Tabla 4. Valores de Gi y Ri

ITEMS (qi)	Gi			Ri
	1,0	0.9	0.8	
Regularidad: ai	Regular (a1)	Mediano (a2)	Irregular (a3)	1,0
Relación largo – ancho: B=n/m	B <5	5 < B <8	B >8	0,5
Contracción de planta c=d1/do	0,8 < c	0,5 < C < 0,8	C < 0,5	0,5
Atrio o patio interior	Rap=0,1	0,1 < Rap < 0,3	0,3 < Rap	0,5
Excentricidad de atrio o patio interior	f1=0,4	f1 > 0,4	0,4 < f1	0,25
	f2=0,1	0,1 < f2 < 0,3	0,3 < f2	
Subterráneo	1,0 < Ras	0,5 < Ras < 1,0	Ras < 0,5	1,0
Junta de dilatación	0,01 < s	0,005 < s < 0.01	s < 0.005	0,5
Uniformidad de altura de piso	0,8 < Rh	0,7 < Rh < 0,8	Rh < 0,7	0,5

Fuente: (Hirosawa, 1992)

a.3) Cálculo de Índice de Tiempo de Deterioro (T)

Este índice cuantifica los efectos que produce el deterioro de la estructura, debido al paso del tiempo o a acciones de sismos pasados, y se calcula de información obtenida de visitas al edificio y de información que el propietario proporcione (OPS, 2004).

Podemos usar las tablas 6 y 7 para determinar el tiempo de deterioro; Considerando que en la edificación se utiliza un único valor de índice T, este valor debe corresponder al valor mínimo obtenido.

Tabla 5. Valores del índice T para diferentes causas y tipos de daño

Deformación permanente (T1)	
Característica	T1
El edificio presenta inclinación debido a asentamiento diferencial.	0,7
El edificio está construido sobre relleno artificial.	0,9
El edificio ha sido reparado debido a deformaciones presentadas anteriormente	0,9
Tiene visible deformación de vigas o columnas.	0,9
No presenta signos de deformación.	1,0

Grietas en muros o columnas debido a corrosión del acero de refuerzo (T2)	
Característica	T2
Presenta filtraciones con corrosión visible de armaduras.	0,8
Presenta grietas inclinadas visibles en columnas.	0,9
Presenta grietas visibles en muros.	0,9
Presenta filtraciones, pero sin corrosión de armaduras.	0,9
Nada de lo anterior.	1,0

Incendios (T3)	
Característica	T3
Ha experimentado incendio, pero no fue reparado.	0,7
Ha experimentado incendio y fue adecuadamente reparado.	0,8
No ha experimentado incendio.	1,0

Uso del cuerpo o bloque (T4)	
Característica	T4
Almacena sustancias químicas.	0,8
No contiene sustancias químicas.	1,0

Tipo de daño estructural (T5)	
Característica	T5
Presenta daño estructural grave.	0,8
Presenta daño estructural fuerte.	0,9
Presenta daño estructural ligero o no estructural.	1,0

Fuente: (Lezama, 2015).

Tabla 6: Clasificación de daños causados por un sismo

Tipo de daño	Descripción
No estructural	Daños únicamente en elementos no estructurales. Grietas de menos de 0.5 mm de espesor en elementos de concreto armado.
Estructural ligero	Grietas de menos de 3 mm de espesor en muros de mampostería. Grietas de 0.5 a 1 mm de espesor en elementos de concreto reforzado.
Estructural fuerte	Grietas de 3 a 10 mm de espesor en muros de mampostería.

Estructural grave	Grietas de 0.5 a 1 mm de espesor en elementos de concreto reforzado.
	Grietas de 3 a 10 mm de espesor en muros de mampostería.
	Grietas de más de 1 mm de espesor en elementos de concreto armado.
	Aberturas en muros de mampostería.
	Aplastamiento del concreto, rotura de estribos y pandeo del refuerzo en vigas, columnas y muros de concreto reforzado.
	Agrietamiento de capiteles y consolas.
Desplome de columnas. Desplome del edificio en más de 1% de su altura. Asentamiento de más de 20 cm.	

Fuente: (Lezama, 2015).

b) Cálculo de ISO (Índice de evaluación de la estructura)

El índice Iso se calcula utilizando la siguiente ecuación:

Ecuación: 07. Número grande (índice de calificación de estructura)

$$\text{Iso} = \text{Eso} * \text{Z} * \text{G} * \text{U}$$

Dónde:

Eso = Resistencia sísmica básica requerida.

Z = Factor de zona sísmica; su valor depende de la amenaza sísmica de la zona donde se ubica el edificio ($0.5 \leq Z \leq 1$).

G=Factor de influencia de las condiciones topográficas y geotécnicas.

U= Factor de importancia del edificio según su uso previsto.

La evaluación de Hirosawa de los daños en edificios tras un terremoto en Japón sirvió de base para el establecimiento de la resistencia sísmica básica (Eso). (OPS, 2004).

Además, se aconseja que esta resistencia se calcule restando un factor de reducción (R) del requisito de resistencia elástica de los requisitos para la zona epicentral, que es la zona con mayor riesgo sísmico (OPS, 2004).

C.1. Pasos para la ejecución del PIVR.

A continuación se mostrarán los pasos que se deben de seguir de forma ordenada a fin de implementar el proceso de evaluación con éxito.

C.1.1. Identificación de la zona sísmica y selección del formato de adquisición de datos. El procedimiento propuesto comienza con la determinación de la zona sísmica en la que se ubica la edificación. Hay 3 zonas sísmicas: Baja (L), moderada (M), y alta (H). Para elegir un formato de recopilación de datos apropiado, primero se debe determinar la sismicidad del área terrestre del objeto de construcción bajo investigación, que se puede determinar identificando los parámetros que se muestran en la Tabla 8. Los valores de aceleración espectral de la tabla, se calculan para un periodo de 0,2 segundos y para un periodo de 1,0 segundos; luego los valores de aceleración espectral encontrados se multiplican por 2/3 y se selecciona un dominio sísmico adecuado con base en los criterios de la Tabla 8 (FEMA, 2015).

Tabla 7: Identificación de Zonas Sísmicas.

Región sísmica	Respuesta de la aceleración espectral	
	Periodo	
	Corto (0.2 segundos)	Largo (1.0 segundo)
Baja	Menos que 0.167g	Menos que 0.067g
Moderada	Mayor o igual a 0.167g pero menor que 0.50g	Mayor o igual a 0.067g pero menor que 0.20g
Alta	Mayor o igual a 0.50g	Mayor o igual a 0.20g

Nota: g = aceleración de la gravedad

Fuente: FEMA 154 (2002)

C.1.2. Información general sobre el edificio.

El formulario de recogida tiene un apartado para registrar información general del edificio.

C.1.3. Fechas de implementación del código sísmico

La Tabla 9 de FEMA-154 enumera las fechas de aprobación del código sísmico para diferentes tipos de edificios propuestos por FEMA en el informe de Evaluación de Riesgos de Vulnerabilidad y Peligro (PIVR, por sus siglas en inglés).

La denominación clave utilizada es el "Benchmark Post", que se refiere al año en que se realizaron mejoras significativas en la implementación del código sísmico. Para edificios construidos después de esta fecha, se aplican puntajes básicos de riesgo estructural diferentes a los edificios construidos antes de la adopción inicial del código sísmico (FEMA, 2015).

Tabla 8: Lista de Fechas de Implementación del Código Sísmico para Edificios en los Estados Unidos por Tipo de Edificio.

TIPO DE ESTRUCTURA		Disposiciones de diseño sísmico			
		BOCA	SBCC	UBC	NEHRP
W1	Estructura de madera liviana, edificios residenciales y comerciales con área construida menor o igual a 465 metros cuadrados	1992	1993	1976	1985
W2	Estructura de madera liviana, edificios residenciales y comerciales con área construida de más de 465 metros cuadrados	1992	1993	1976	1985
S1	Edificios con pórticos de acero.	**	**	1994	**
S2	Edificios arriostrados con pórticos de acero.	1992	1993	1988	1991
S3	Construcciones livianas de metal.	*	*	*	*
S4	Edificios con estructura de acero con muros de corte de concreto.	1992	1993	1976	1985
S5	Edificios con estructura de acero con muros de corte de albañilería no reforzada.	*	*	*	*
C1	Edificios con pórticos de concreto.	1992	1993	1976	1985
C2	Edificios con muros de corte de concreto.	1992	1993	1976	1985
C3	Edificios de concreto reforzados y rellenos con muros de mampostería.	*	*	*	*
PC1	Edificios Tilt-up.	*	*	1997	*
PC2	Estructuras de concreto prefabricadas.	*	*	*	*
RM1	Edificios de mampostería reforzada con diafragma flexible.	*	*	1997	*
RM2	Edificios de mampostería reforzada con diafragma rígido.	1992	1993	1976	1985
URM	Edificaciones con muros de albañilería no reforzada.	*	*	1991	*
* No cuenta con Año de referencia.					
**Se debe contactar al departamento local de construcción para conocer el año de referencia.					
BOCA: Administradores de código y edificaciones oficiales, Código Nacional de Construcción.					
SBCC: Congreso Código de Construcción del Sur, Standard Código de Edificación.					
UBC: Conferencia Internacional de la Construcción, Código Uniforme de Construcción.					
NEHRP: Programa Nacional de Reducción del riesgo de terremoto, FEMA 302 - Disposiciones recomendadas para el Desarrollo de la normativa sísmica para edificios nuevos.					

Fuente: (FEMA, 2015)

Al momento de determinar el "Pre-Code" y "Post Benchmark" en edificaciones peruanas, se debe tomar en cuenta la evolución de la Norma Sísmica Peruana.

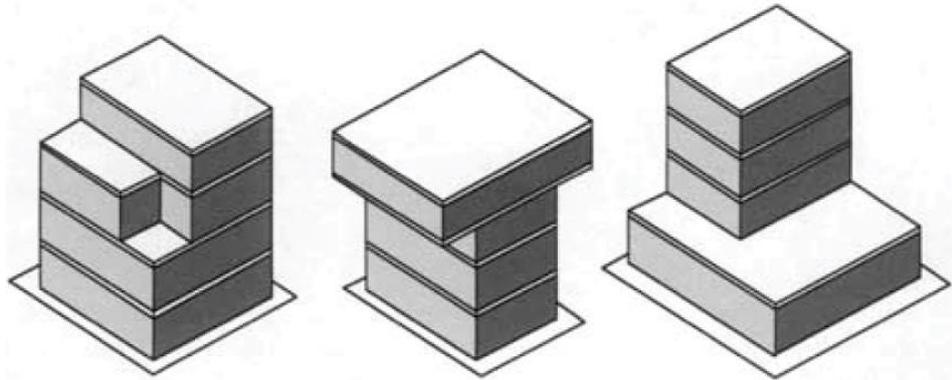
C.1.4. Determinación del año de construcción.

La edad del edificio es un factor importante en el proceso de evaluación sísmica, ya que está directamente relacionada con las prácticas de diseño y construcción utilizadas en ese momento (FEMA, 2015).

C.1.5. Reconocimiento de número de nivel

La altura del edificio está vinculada al error de construcción, especialmente en suelos blandos. En este tipo de suelos, un edificio de mayor altura puede experimentar sacudidas y vibraciones más prolongadas en comparación con un edificio más bajo del mismo tipo. El número de pisos es un indicador preciso de la altura del edificio, con una altura promedio de alrededor de 2,70-3,00 metros por piso en edificios residenciales y 3,60 metros por piso en edificios comerciales u oficinas. (FEMA, 2015).

Figura 3. Ejemplos de variación en planta y altura en los pisos en una edificación.



Fuente: PAHO (Pan American Health Organization) - 2000

C.1.6. Cree un plano general y un diagrama de elevación y fotografíe el edificio.

Se debe preparar un croquis detallado del edificio que contenga un dibujo en planta y en alzado. Este croquis debe mostrar las dimensiones principales del edificio, como la distribución de los pisos, la altura y la pendiente.

El croquis también debe indicar la ubicación del edificio en el terreno y las distancias a los edificios vecinos. En el caso de que todas las partes del edificio sean diferentes, se deben dibujar las alturas en ambos lados. Sin embargo, si el

dibujo es simétrico en todos los lados, no es necesario representar las alturas en ambos lados.

El croquis debe detallar fisuras existentes o problemas de configuración. Se recomienda incluir fotografías de referencia del edificio para revelar detalles estructurales importantes. Las fotografías proporcionan información visual adicional que ayuda al tasador a comprender mejor el estado y las características del edificio (FEMA, 2015).

C.1.7. Identificación del tipo de suelo

La Tabla 09 presenta los seis tipos de suelo junto con parámetros medibles que permiten una correcta definición e identificación de cada tipo. Según el manual FEMA 154, en caso de no contar con una clasificación de suelo específica, se asume que el tipo de suelo es tipo E. Sin embargo, si la altura del techo es de 2,5 metros o menos, independientemente de si el edificio tiene uno o dos pisos, se puede considerar el tipo de suelo como tipo D.

Tabla 9: Parámetros de clasificación de los suelos.

Parámetros de clasificación de los suelos				
Tipo		Velocidad de onda de corte en los primeros 30 m	Número de golpes estándar	Resistencia al corte no drenada sobre los primeros 300m
		V_s [m/s]	N [1]	S_u [Kg/m ²]
A	<i>Roca dura</i>	$V_s > 1520$		
B	<i>Roca</i>	$760 < V_s < 1520$		
C	<i>Rocas Blandas y suelos muy densos</i>	$366 < V_s < 760$	$N > 50$	$S_u > 9760$
D	<i>Suelo rígido</i>	$183 < V_s < 366$	$15 < N < 50$	$4880 < S_u < 9760$
E	<i>Suelo blando</i>	$V_s < 183$	$N < 15$	$S_u < 4880$
		Presencia de más de 30 m de suelo blando, $IP > 20$, $w > 40\%$		$S_u < 2440$
F	<i>Suelo pobre</i>	Estos suelos requieren evaluación específica del sitio. Dentro de esta clasificación se encuentran: <ul style="list-style-type: none"> a) Suelos vulnerables a la falla potencial o colapso bajo cargas sísmicas, tales como suelos licuables, arcillas altamente sensibles, suelos débilmente cementados. b) Turbas o arcillas altamente orgánicas, $h > 3$ metros de turba o arcilla altamente orgánica. c) Arcillas de muy alta plasticidad ($h > 7.5$ metros con $IP > 75$). d) Más de 36 metros de arcillas blandas o medianamente rígidas. 		

h altura del suelo
IP Índice de plasticidad
w contenido de humedad

Fuente: (FEMA, 2015).

C.1.8. Identificar el riesgo potencial de falla de elementos no estructurales.

La presencia de ciertos elementos no estructurales en los edificios puede representar un riesgo para la seguridad en caso de un terremoto si no están adecuadamente asegurados. Estos elementos incluyen:

Parapetos: Los parapetos, que son cercas de contención ubicadas a menudo en tres lados del edificio, pueden ser difíciles de identificar. Su resistencia y capacidad de soportar movimientos sísmicos deben ser evaluadas adecuadamente.

Revestimiento pesado: Los revestimientos grandes y pesados, como los de hormigón o piedra cortada, pueden representar un peligro si no están debidamente anclados al edificio. Durante un terremoto, pueden desprenderse y causar daños o lesiones.

Voladizos: Muchas casas de madera tienen voladizos que no están bien sujetos a la estructura principal. Estos voladizos pueden deteriorarse y pudrirse, lo que los hace propensos a caerse durante un sismo.

Balcones: Los balcones, comúnmente encontrados en edificios de hormigón, a menudo presentan problemas de refuerzo insuficiente y anclaje deficiente al edificio. Esto puede resultar en el colapso del balcón durante un terremoto (FEMA, 2015).

C.1.9. Identificación del sistema estructural.

En el PIVR (Procedimiento de Inspección Visual Rápida), se parte del supuesto de que un inspector de campo puede determinar el sistema estructural de un edificio para clasificarlo en uno de los quince tipos estructurales definidos en el manual. A continuación, se describen brevemente estos tipos estructurales (FEMA, 2015):

W1: Estructuras de madera ligera, edificios residenciales y comerciales con una superficie máxima de 465 metros cuadrados.

W2: Construcciones de madera ligera con una superficie construida de más de 465 metros cuadrados.

S1: Edificios con estructura de acero.

S2: Edificios apoyados sobre una estructura de acero.

S3: Estructuras metálicas ligeras.

S4: Muros de hormigón con marcos de acero.

S5: Edificios con armazón de acero con muros de corte de mampostería no reforzada.

C1: Edificios con estructura de hormigón.

C2: Edificios con muros de hormigón.

C3: Edificios de hormigón armado rellenos con muros de mampostería.

PC1: Edificios en pendiente

PC2: Elementos de hormigón.

RM1: Edificaciones de mampostería reforzada con membrana flexible; y RM2: Estructuras de mampostería rígida reforzada con membrana.

URM: Edificaciones con muros de mampostería no armada.

C.1.10. Identificar edificios y modificaciones.

Durante la inspección de campo, se asignan calificaciones a las características estructurales de acuerdo con el tipo de edificio, ya que la severidad de los efectos sobre la eficiencia estructural varía según el sistema de carga utilizado.

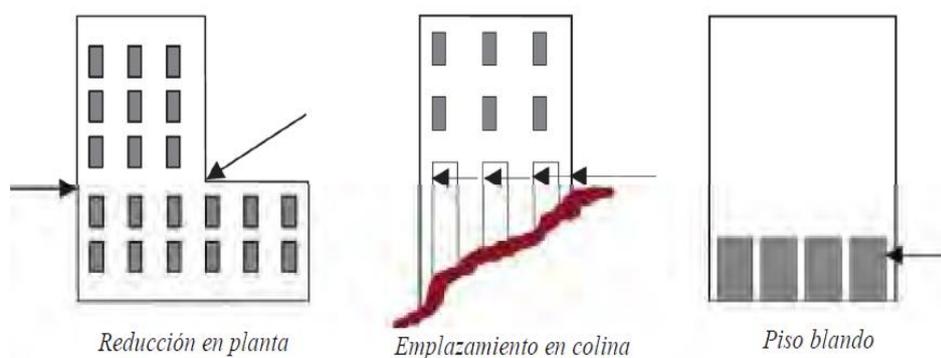
Es importante etiquetar correctamente estas calificaciones a medida que avanza la inspección de campo, siguiendo las especificaciones del edificio. Si un atributo no se aplica a un tipo de edificio específico, se marcará como "N/A" (no aplicable). A continuación, se describen los atributos del edificio y se presentan los criterios para identificar cada característica desde el exterior. Esto ayuda a proporcionar una evaluación precisa de la estructura y sus características particulares (FEMA, 2015).

a) Para edificios centrales que constan de 4 a 7 pisos, se consideran edificios de tamaño medio. Durante la inspección de campo, se debe seleccionar el punto de cambio correspondiente a esta característica en la hoja de datos.

b) Los edificios altos son aquellos que tienen 8 o más pisos y se consideran edificios de gran altura. Durante la inspección de campo, se debe seleccionar el punto de cambio asociado a este atributo en la hoja de datos.

c) La irregularidad vertical es una característica que puede aplicarse a todos los edificios. Identificar la irregularidad vertical requiere un juicio y experiencia considerable. La Figura 9 muestra ejemplos esquemáticos de irregularidades verticales en edificios, y las flechas indican los puntos de mayor vulnerabilidad o falla en la estructura. Durante la inspección de campo, se deben tener en cuenta estos puntos y evaluar su impacto en la eficiencia estructural del edificio (FEMA, 2015).

Figura 4: Ejemplos de irregularidad vertical en edificios.



Fuente: (FEMA, 2015).

En la Figura 4, se presentan ejemplos de irregularidades verticales en edificaciones que pueden afectar su eficiencia estructural (FEMA, 2015):

Desviación vertical en la pared: En este caso, se observa una discontinuidad o desviación en la pared del edificio a lo largo de su altura. Esta irregularidad puede tener un impacto en la distribución de las fuerzas sísmicas y la rigidez del edificio.

Edificio en colina empinada: El edificio se encuentra en una colina empinada y presenta diferencias de altura a lo largo de la misma. Esto puede resultar en variaciones en la rigidez horizontal entre la parte inferior y la parte superior del edificio. Además, las columnas expuestas en la dirección de la inclinación pueden estar sujetas a fuerzas sísmicas de corte y tensión.

Piso blando: Se identifica la presencia de un piso con menor rigidez en comparación con los demás pisos del edificio. Esto puede deberse a muros de corte

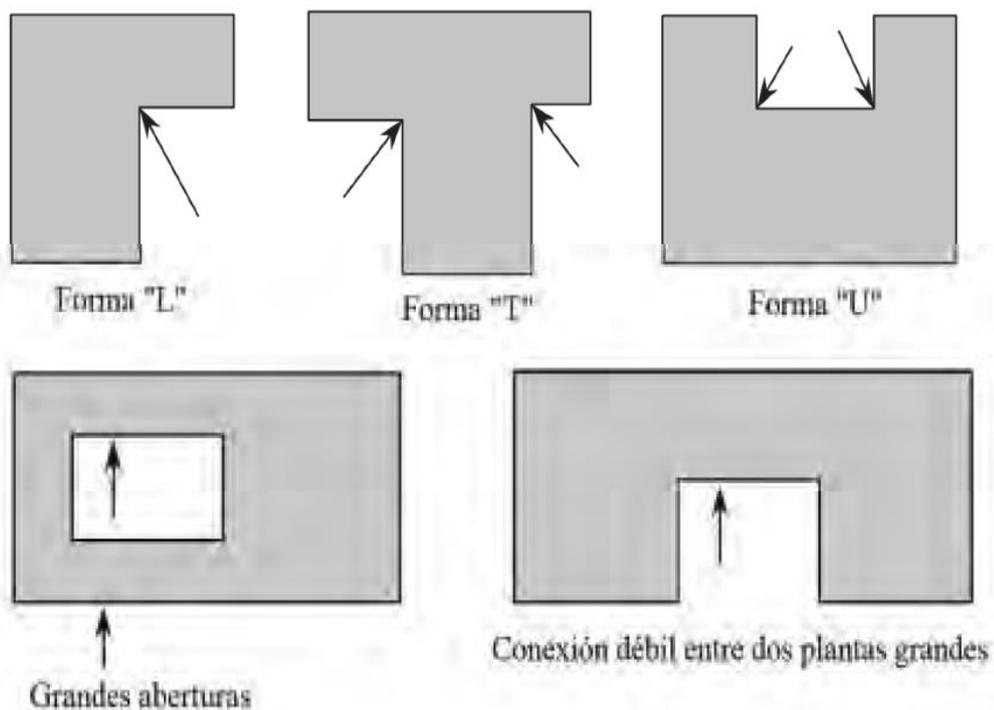
no uniformes o muros de relleno que afectan la rigidez del piso. La presencia de un piso blando dificulta la transferencia de fuerzas laterales de un piso a otro de manera adecuada, lo que puede afectar la respuesta sísmica del edificio.

Es importante tener en cuenta estas irregularidades verticales durante la inspección de campo, ya que pueden influir en el comportamiento estructural del edificio ante cargas sísmicas (FEMA, 2015).

C.1.11. Irregularidad en planta.

Los errores de diseño ocurren en edificios con esquinas entrantes donde es probable que se dañe el edificio. Los edificios que tienen buena resistencia en una dirección, pero no en la otra pueden causar efectos de torsión en el edificio. Las esquinas entrantes son estructuras que tienen forma de E, L, T, U o cruz. Los pisos irregulares pueden ocurrir con mucha frecuencia en los edificios de las esquinas porque a menudo hay ventanas y puertas grandes en el lado de la calle, mientras que los otros lados son sólidos (FEMA, 2015). Además, las estructuras en cuña o triangulares no cumplen las condiciones de un patrón regular y deben considerarse irregulares. La figura 5 muestra ejemplos esquemáticos de irregularidades en planta, las flechas indican las áreas con mayor probabilidad de falla.

Figura 5: Ejemplos de irregularidad de planta en edificaciones.



Fuente: (FEMA, 2015).

C.1.12. “Pre-Code” y “Benchmark-post”

El factor de "precodificación" como el factor de "Benchmark-post" son modificadores que tienen en cuenta la aplicación de códigos sísmicos en edificios y su relevancia depende del contexto sísmico y la cronología de la implementación de los códigos de diseño sísmico. (FEMA, 2015). La Figura 6 muestra un diagrama que muestra cómo usar correctamente las propiedades "Precode" y "Post Benchmark".

Figura 6: Guía para identificar cambios "Antes del Código" y "Post Benchmark" en edificios.

Zona sísmica	Factor que aplica de acuerdo a la época de construcción de las		
	Antes de la implementación de la norma sísmica	Después de la adopción de normas sísmicas	Después de la aplicación de una mejora sustancial de la norma sísmica
Alta	Pre-code	--	Benchmark-post
Media	Pre-code	--	Benchmark-post
Baja	--	Benchmark-post	Benchmark-post

Fuente: (FEMA, 2015).

La evolución del Estándar Sísmico Peruano debe ser considerada al momento de determinar las variables "Pre-Code" y "Post Benchmark" para las edificaciones peruanas. Torrealva (2012) muestra que los estándares de diseño y construcción son relativamente jóvenes en el Perú. Hasta la primera mitad del siglo XX, la planificación de las obras de infraestructura y vivienda se hacía de forma empírica o aplicando las normas y recomendaciones europeas y americanas. El primer código de diseño sísmico en el Perú es de 1977 y la última actualización es del 2018. Así, se puede confirmar que el puntaje “Pre-Code” corresponde a edificaciones diseñadas antes de 1977 y el puntaje Post Benchmark al aplicar PIVR en esta tesis se aplica a los edificios diseñados después de 2018; los edificios de 1977 a 2018 no se ven afectados por los modificadores de grado.

C.1.13. Tipo de suelo C, D o E

Esta función le permite seleccionar el número de puntos para cada terreno. No se consideran los tipos de suelo A y B porque no existe una evaluación para estos suelos, ni tampoco el tipo F, que es un suelo de mala calidad como la turba y tiene

un índice de plasticidad muy alto o suelo licuado porque este tipo de edificios no pueden evaluarse adecuadamente usando este método (FEMA, 2015).

D. Determinación del resultado final.

La puntuación estructural final S se obtiene mediante la suma de las puntuaciones basadas en los valores de modificación determinados durante la inspección de campo. Esta puntuación final del edificio se registra en el formulario de recopilación de datos. Luego, el evaluador utiliza esta información junto con el punto de corte predefinido antes de la inspección para tomar una decisión sobre la necesidad de una evaluación detallada.

En el formulario, el evaluador debe seleccionar "SI" o "NO" con un círculo en la esquina inferior derecha de la página para indicar si se requiere una evaluación detallada. Esta decisión se toma en función de la puntuación estructural final obtenida y el umbral establecido previamente.

Si la puntuación estructural final del edificio está por debajo del umbral establecido, se puede determinar que no es necesario realizar una evaluación detallada. Sin embargo, si la puntuación estructural final supera el umbral, se recomienda llevar a cabo una evaluación detallada para obtener una comprensión más precisa de la eficiencia estructural del edificio.

La selección de realizar una evaluación detallada o no depende de las políticas y procedimientos establecidos por la entidad o el organismo encargado de la evaluación.

Si la identificación del tipo de edificio no se especifica de acuerdo con 2.4.9 o no es precisa o completamente confiable, (FEMA, 2015) puede actuar de dos maneras:

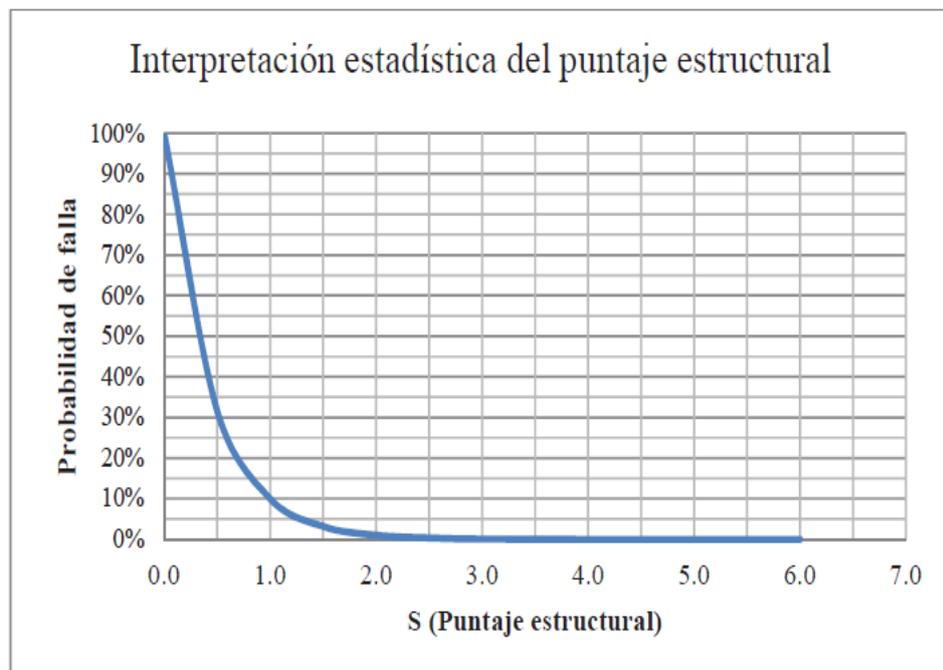
1) El evaluador puede calcular S para todas las alternativas posibles y elegir la puntuación más baja. Este es un enfoque conservador y tiene la desventaja de que puede ser demasiado conservador y la puntuación otorgada puede indicar que el edificio es más peligroso de lo que realmente es. Este enfoque conservador no causa problemas si todos los posibles tipos de estructuras seleccionadas dan un valor inferior al valor umbral.

2) Si el tasador no confía en ninguna de las opciones del sistema estructural, el "Tipo de edificio" debe ingresarse como "Desconocido", lo que significa que el tasador no pudo identificarlo. En este caso, un diseñador experimentado debe realizar un análisis detallado de la estructura. Una inspección de campo más detallada incluiría revisar la entrada, el sótano, el techo y todos los detalles estructurales del edificio.

E. Interpretación de la puntuación final obtenida con el PIVR

Básicamente, la puntuación S final es una probabilidad estimada de que la funcionalidad del edificio esté completamente deteriorada; o incluso colapsar si los eventos sísmicos igualan o superan el máximo nominal. Esta probabilidad calculada es aproximada y se basa en estimaciones de observaciones y análisis de datos. La probabilidad del resultado final S es $1:10S$; entonces, por ejemplo, en el punto final $S=3$, la probabilidad de que un edificio se derrumbe bajo la influencia sísmica es $1:1000$. La probabilidad estimada basada en el punto se muestra en la Figura 7.

Figura 7: Probabilidad de falla estimada por puntaje de estructura.



Fuente: FEMA 154

F. Puntuación final "S0"

El corte S0 es un puntaje utilizado para clasificar a los edificios en dos categorías en función de su desempeño esperado ante eventos sísmicos. Esta clasificación se divide en dos grupos: aquellos edificios que se espera tengan un desempeño

aceptable bajo la acción sísmica y aquellos que requieren un análisis más detallado para determinar su capacidad de resistir un terremoto.

El valor del puntaje de corte S_0 debe ser preseleccionado y determinado por cada comunidad o entidad responsable. Esta decisión implica considerar y equilibrar los costos y beneficios de implementar medidas de seguridad sísmica. En otras palabras, la comunidad debe participar en la evaluación de los riesgos sísmicos y determinar cuál es el umbral apropiado para considerar que un edificio tiene un desempeño aceptable.

El corte S_0 es una herramienta importante para priorizar la atención y asignar recursos en la evaluación y mitigación de riesgos sísmicos. Al establecer un puntaje de corte adecuado, se puede identificar rápidamente qué edificios requieren una inspección más detallada y posiblemente mejoras estructurales para garantizar la seguridad de sus ocupantes durante un terremoto. (FEMA, 2015).

2.3. Análisis Estático No Lineal Pushover.

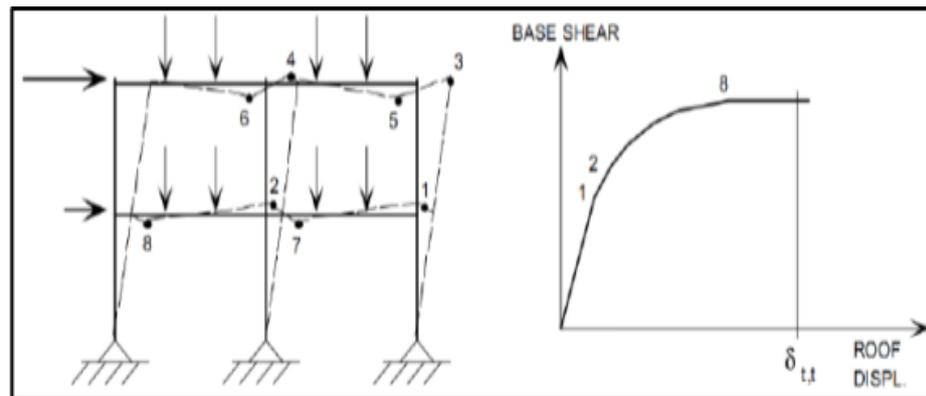
El análisis estático no lineal (ANLE) es una herramienta práctica y mejorada en comparación con el análisis lineal tradicional utilizado en el diseño sísmico. A diferencia del análisis dinámico no lineal, el ANLE es más accesible y menos complicado de realizar en un entorno de oficina. El método pushover es uno de los enfoques más comunes dentro del análisis estático no lineal.

En el método pushover, se aplica una carga lateral de forma gradual y monótona a la estructura en una dirección específica, teniendo en cuenta las cargas gravitatorias constantes. A medida que se incrementa la carga lateral, se observa cómo la estructura responde y se deforma. Este enfoque permite obtener información valiosa sobre el comportamiento sísmico de la estructura, incluyendo la capacidad de resistencia, los desplazamientos y las zonas de concentración de esfuerzos.

El análisis estático no lineal es una alternativa más realista y precisa en comparación con el análisis lineal, ya que tiene en cuenta la capacidad de la estructura para deformarse y redistribuir las cargas durante un evento sísmico. Esto proporciona una mejor comprensión de la respuesta sísmica y permite identificar de manera más precisa las áreas críticas de la estructura que requieren atención adicional en términos de diseño y reforzamiento (Toledo, 2011).

En resumen, el análisis estático no lineal, en particular el método pushover, ofrece una forma más avanzada de evaluar la respuesta sísmica de una estructura. Aunque es menos complejo que el análisis dinámico no lineal, proporciona resultados más realistas y detallados, lo que permite un diseño y reforzamiento más adecuados para garantizar la seguridad estructural en eventos sísmicos. En la imagen se aprecia el método de Pushover (Paredes Azaña M. Á., 2022):

Figura 8: Ilustración de análisis de empuje



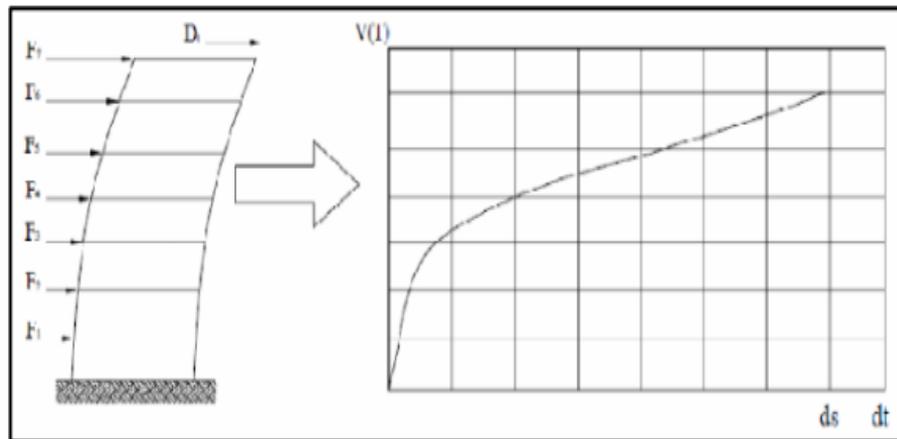
Fuente: Toledo 2011

Como puede ver en la imagen anterior, la curva de volumen obtenida del análisis Pushover consiste en rótulas plásticas en la estructura, que se crean por un empuje lateral monótono.

1. Procedimiento de análisis de empuje:

El procedimiento de empuje consiste en una estructura prediseñada cuyas propiedades de los componentes, como el ensamblaje total y las curvas de histéresis, son conocidas; esto se logra aplicando una carga lateral gradual y una fuerza gravitacional constante (ver Figura 9) aplicada en la misma dirección hasta que la estructura colapsa o hasta cierto valor de carga. En este tipo de análisis, el modelo estructural considera directamente las características no lineales de la relación fuerza-deformación de los componentes individuales debido a la respuesta inelástica del material Pushover (Paredes Azaña M. Á., 2022).

Figura 9: Diagrama de pushover.



Fuente: (Paredes Azaña M. Á., 2022).

La figura 9 muestra la fuerza (F_i) distribuida en cada capa, cuya suma es la sección base V . Debido a las fuerzas laterales, la estructura tiene el mayor desplazamiento lateral ds . En otras palabras, el proceso se repite con cargas iniciales crecientes hasta que la estructura colapsa. Estos cobros iniciales se obtienen por códigos de área, los cuales se pueden agregar monótonamente más adelante. El patrón de carga aplicado debe corresponder a las fuerzas de inercia esperadas durante un terremoto. Sin embargo, cabe señalar que las fuerzas de inercia reales varían según la magnitud del terremoto; Además, el modelo Pushover se considera estándar. Las dos distribuciones de carga lateral propuestas por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) que se utilizan con mayor frecuencia en el análisis de empuje son: un patrón de carga uniforme basado en una fuerza lateral proporcional a la masa de cada nivel, independientemente de la altura. La distribución de fuerzas asociadas con el primer modo de vibración de una estructura, que es proporcional al producto de la masa y la tensión modal, que es el patrón modal determinado por un número suficiente de modos de vibración.

La relación entre la carga adicional de la estructura y el movimiento del nivel superior se puede apreciar en la llamada curva de capacidad (Paredes Azaña M. Á., 2022).

2. Curva de capacidad

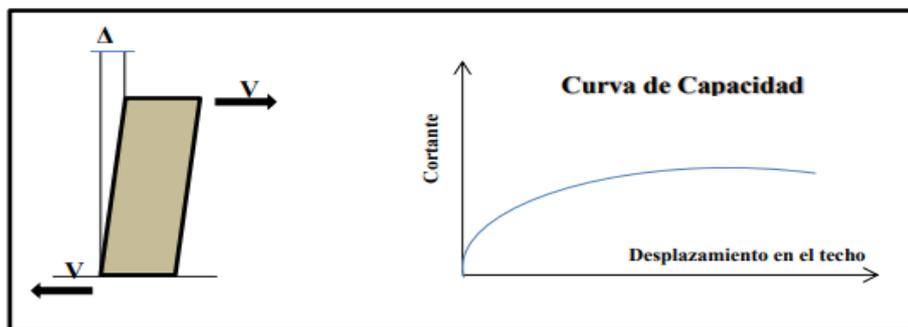
2.1. General

Una curva de capacidad es un gráfico que ilustra la relación entre la resistencia de un edificio a la carga lateral (generalmente causada por un terremoto) y el desplazamiento lateral del piso superior. El eje horizontal de la curva representa el desplazamiento lateral, es decir, cuánto se mueve el piso superior del edificio en respuesta a la carga lateral. El eje vertical representa la resistencia, que indica la capacidad del edificio para resistir la carga lateral antes de colapsar o sufrir daños significativos (Paredes Azaña M. Á., 2022).

Representa la respuesta del edificio a diferentes niveles de carga lateral y proporciona información importante sobre su comportamiento durante un evento sísmico.

La curva de capacidad es utilizada por ingenieros y profesionales de la construcción para evaluar la seguridad y la capacidad de resistencia de un edificio frente a cargas sísmicas. Además, se utiliza como herramienta para comparar el desempeño de diferentes edificios y sistemas estructurales, y para diseñar estrategias de refuerzo o rehabilitación de edificios existentes. Es importante destacar que la curva de capacidad es solo una representación gráfica y no sustituye un análisis detallado y exhaustivo realizado por profesionales capacitados en ingeniería estructural.

Figura 10: Representación de la Curva de Capacidad



Fuente: (Paredes Azaña M. Á., 2022).

La capacidad total de una estructura está determinada por la resistencia y deformabilidad de sus componentes individuales, como el hormigón, acero o combinaciones de ambos. La obtención de la curva de capacidad de carga tiene como objetivo principal identificar la capacidad de fluencia y carga

máxima de la estructura. Este enfoque forma parte de la filosofía de diseño conocida como "Diseño por Capacidad", que busca crear estructuras capaces de resistir los fuertes movimientos generados por terremotos y evitar el colapso (Paredes Azaña M. Á., 2022).

En resumen, el análisis inelástico y el estudio de la curva de capacidad son elementos esenciales en el diseño sísmico. Permiten seleccionar mecanismos plásticos adecuados y garantizar la resistencia estructural en situaciones de terremotos intensos, evitando colapsos y minimizando las pérdidas de energía debido a deformaciones inelásticas. (Pique del Pozo & Scaletti Farina, 1991). Para determinar la capacidad portante que excede los límites elásticos, es necesario aplicar algunos métodos de análisis no lineal.

2.2. Convertir la curva de potencia en un espectro de potencia

Para utilizar los métodos de rendimiento existentes, como ATC-40 (Applied Technology Council-40) o FEMA (Federal Emergency Management Agency), es común realizar la conversión de la curva de rendimiento a un espectro de potencia.

La curva de rendimiento representa la relación entre la sección base (generalmente la fuerza resistente) y la desviación máxima (generalmente el desplazamiento lateral) del sistema estructural. Esta curva proporciona información sobre cómo se comporta el edificio bajo diferentes niveles de excitación sísmica.

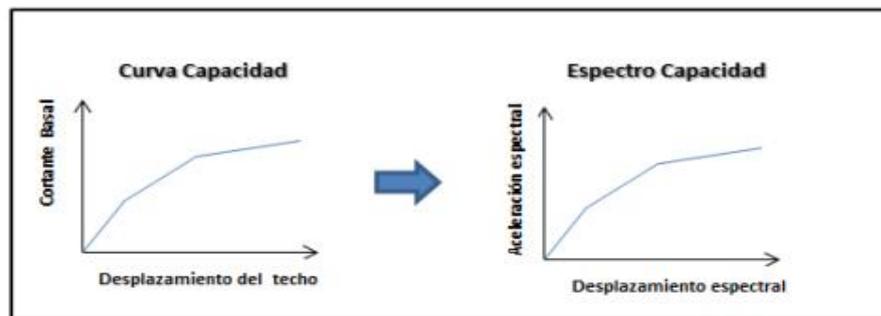
Por otro lado, el espectro de potencia es una representación gráfica del espectro de aceleración (S_a) versus el desplazamiento espectral (S_d). El espectro de aceleración muestra cómo varía la aceleración del suelo en función de la frecuencia, mientras que el desplazamiento espectral representa la cantidad de desplazamiento experimentado por el sistema estructural a diferentes frecuencias (Paredes Azaña M. Á., 2022).

La conversión de la curva de rendimiento al espectro de potencia implica obtener una relación entre la fuerza resistente y el desplazamiento espectral. Esto se logra mediante métodos y ecuaciones específicas definidas por los estándares y guías correspondientes, como ATC-40 o FEMA. Estos métodos consideran factores como las características del suelo, el período de vibración del edificio y otros parámetros relevantes.

El espectro de potencia resultante se utiliza para evaluar y comparar el desempeño estructural de diferentes edificios y sistemas bajo diversas excitaciones sísmicas. También se utiliza en el diseño y análisis de estructuras nuevas, así como en la evaluación y rehabilitación de estructuras existentes.

Es importante tener en cuenta que la conversión de la curva de rendimiento al espectro de potencia requiere conocimientos especializados en ingeniería estructural y el uso adecuado de software y herramientas de análisis sísmico. Por lo tanto, se recomienda que este proceso sea realizado por ingenieros capacitados y con experiencia en el campo (Paredes Azaña M. Á., 2022) como se muestra en la siguiente figura:

Figura 11: Conversión de curva de potencia a espectro de potencia



Fuente: (Paredes Azaña M. Á., 2022).

Las ecuaciones necesarias para poder lograr esta transformación se muestran a continuación:

Ecuación: 08. Transformación de la curva de capacidad en espectro de capacidad.

$$PF1 = \frac{\sum_{i=1}^N (Wi\phi_{i1})/g}{\sum_{i=1}^N (Wi\phi_{i1}^2)/g}$$

$$\alpha1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (Wi\phi_{i1})/g]^2}{\sum_{i=1}^N (Wi)/g [\sum_{i=1}^N (Wi\phi_{i1}^2)/g]}$$

$$S_{ai} = \frac{Vi/w}{\alpha1}$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{techo}}{PF1\Delta_{techo1}}$$

Donde se tiene:

PF1: Factor de participación del primer modo natural.

α_1 : Factor de masa modal del primer modo natural.

W_i/g : Masa asignada al nivel i .

Φ_{i1} : Amplitud del modo 1 en el nivel i .

N : Nivel más alto de la estructura.

V : Cortante basal.

W : Peso del edificio.

Δ_{techo} : Desplazamiento del techo.

S_a : Aceleración espectral.

S_d : Desplazamiento espectral.

La curva de rendimiento se transforma en un espectro de potencia utilizando los siguientes procedimientos y las ecuaciones proporcionadas:

En primer lugar, se determinan el factor de masa modal (α_1) y el factor de participación modal (PF1).

A continuación, utilizando las ecuaciones mencionadas, se determinan los valores S_a y S_d asociados para cada punto V (base) y Δ_{techo} (desplazamiento del techo).

Es importante tener en cuenta que el procedimiento mencionado para la conversión de la curva de rendimiento al espectro de potencia está basado en el supuesto de que el primer modo de vibración de la estructura es dominante y representa la respuesta más significativa al esfuerzo sísmico. Este enfoque simplificado es comúnmente utilizado en el análisis de estructuras.

Sin embargo, en estructuras más flexibles o complejas, es posible que otros modos de vibración también sean importantes y deban considerarse. Estos modos adicionales de vibración pueden tener efectos significativos en la respuesta estructural y en el desempeño durante un evento sísmico.

Para analizar de manera más precisa y realista las estructuras con múltiples modos de vibración, se requiere el uso de software de análisis estructural especializado. Estas herramientas computacionales permiten realizar

análisis dinámicos más sofisticados, considerando múltiples modos de vibración y teniendo en cuenta las interacciones entre ellos.

El uso de software de análisis estructural brinda la capacidad de realizar análisis modal espectral, análisis de respuesta de tiempo y otros métodos avanzados que consideran los modos de vibración secundarios y su influencia en la respuesta global de la estructura.

Es importante destacar que la utilización de software de análisis estructural requiere conocimientos técnicos y experiencia para su correcta aplicación.

Los ingenieros estructurales capacitados son capaces de utilizar estas herramientas de manera efectiva para obtener resultados precisos y confiables en el análisis y diseño de estructuras sujetas a cargas sísmicas. (Paredes Azaña M. Á., 2022).

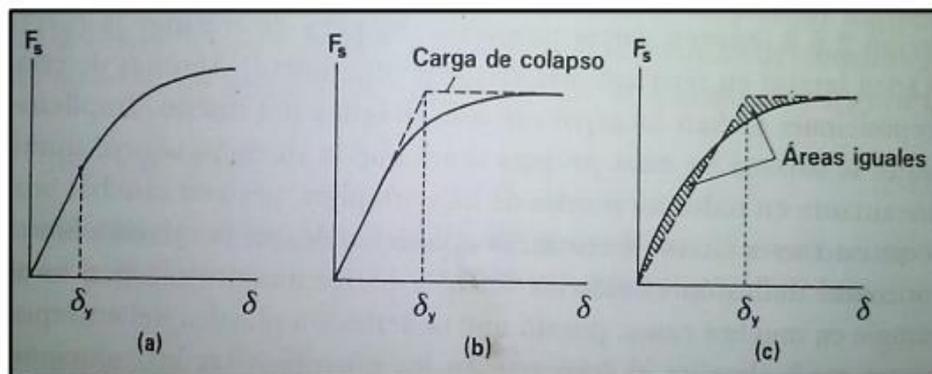
2.3. Representación bilineal del espectro de potencia

En el análisis de la respuesta sísmica de las estructuras, es común representar la curva de carga en dos líneas para facilitar el estudio de las propiedades del sistema estructural. El cambio de lineal a no lineal en la curva de rendimiento está asociado con la ocurrencia de la primera rótula plástica en la estructura, lo que desencadena un comportamiento no lineal. Sin embargo, es importante destacar que este cambio no siempre se produce como un punto de fluencia o un cambio abrupto en la pendiente de la curva de carga que describe la rigidez de la estructura. El punto de rendimiento efectivo, donde se produce un cambio notorio en el comportamiento del edificio, puede variar dependiendo de varios factores, como la geometría y las características de los elementos estructurales (Paredes Azaña M. Á., 2022).

Una vez que se identifica el punto de rendimiento efectivo, es posible simplificar la curva de capacidad en un modelo bilineal, donde se consideran dos pendientes diferentes para representar el comportamiento elástico y no lineal de la estructura. Este modelo bilineal es una aproximación que permite realizar análisis y evaluaciones de forma más sencilla, aunque también existen modelos más complejos que consideran múltiples pendientes y no linealidades más sofisticadas.

Es importante destacar que la identificación del punto de rendimiento efectivo y la construcción de la curva de carga simplificada requieren conocimientos técnicos y experiencia en el análisis estructural. Los ingenieros estructurales utilizan métodos de análisis avanzados y software especializado para determinar de manera precisa y confiable el comportamiento no lineal de las estructuras sujetas a cargas sísmicas. (Paredes Azaña M. Á., 2022). El rendimiento efectivo, también conocido como desviación de rendimiento (δ_y), se puede determinar de varias maneras, como se muestra en la siguiente figura:

Figura 12: Definición de rendimiento efectivo o base de ingresos

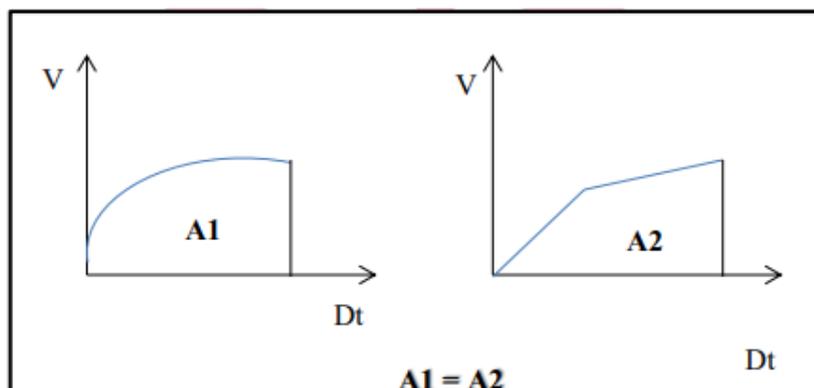


Fuente: Wakabayashi 1990

Criterio de igualdad de áreas.

El criterio de esta alternativa, que se basa en la absorción de energía y se representa en la sección final de la figura anterior, consiste en igualar el área bajo la curva de capacidad con el área bajo la curva del modelo bilineal. Se entiende mejor en la siguiente figura.

Figura 13: Criterio de igualdad de áreas.

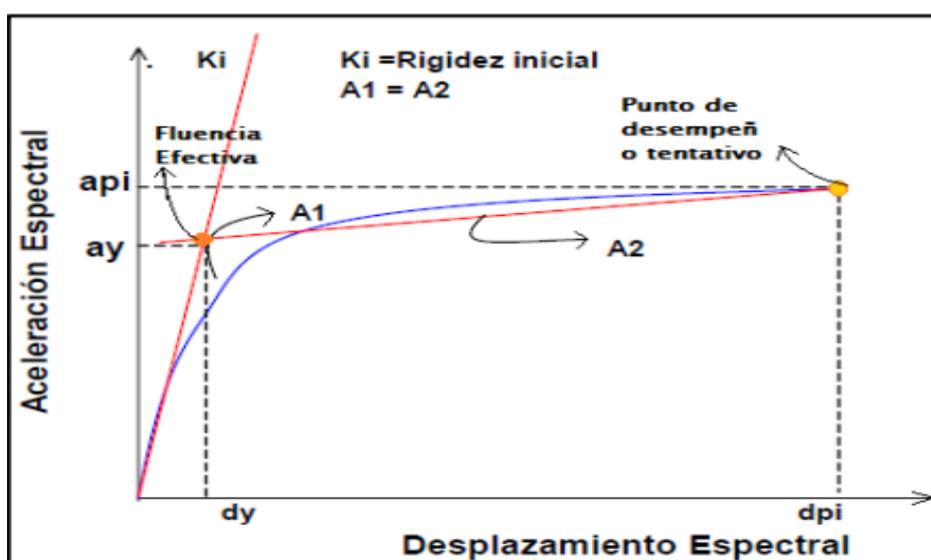


Fuente: Moreno, 2016.

Para determinar el límite elástico efectivo del que se ha hablado anteriormente, se procede del siguiente modo. En la curva de capacidad, se traza una línea que sigue la rigidez inicial de la estructura, o su tangente desde el origen.

El diseñador estima el desplazamiento del punto de colapso, también conocido como punto de rendimiento tentativo, para crear un espectro de respuesta a la demanda disminuido. Utilizando el criterio de áreas iguales, que establece que el área A1 es aproximadamente equivalente al área A2 (véase la figura 14), se construye una segunda línea desde este punto hasta cruzar la primera línea. La intersección de las dos líneas trazadas se conoce como punto de rendimiento efectivo, y se calcula iterativamente hasta que las áreas son iguales. (Paredes Azaña M. Á., 2022).

Figura 14: Representación Bilineal del Espectro de Capacidad



Fuente: Delgadillo 2005

Una vez definido el límite elástico efectivo, se determinan los rangos de transición elástica e inelástica de toda la estructura, que son el rango elástico desde el origen hasta el límite elástico efectivo y el rango inelástico desde el límite elástico efectivo hasta el límite elástico inicial.

2.2. HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN:

La vulnerabilidad sísmica en instituciones educativas empleando diferentes metodologías de evaluación estructural, en Chota – 2021 es alta.

2.3. OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Métodos	Indicadores	Ítems
Vulnerabilidad sísmica	Es la predisposición intrínseca de una estructura, en este caso instituciones educativas, grupo de estructuras o de una zona urbana completa a sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico y está asociada directamente con sus características físicas y estructurales de diseño (Barbat, 2003).	Para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica se utilizará los métodos de Beneddeti Petrini, Hirosawa y Fema 154.	Método de Beneddeti Petrini	Organización del sistema resistente	<p>A. Estructura construida de conformidad con las normas sismorresistentes.</p> <p>B. Estructuras que están conectadas por entramado de muros y vigas de amarre o collarines, que se utilizan para transferir las cargas verticales colocadas sobre los muros en todos los niveles estructurales.</p> <p>C. Una estructura que exhibe una fuerte unión entre sus muros ortogonales pero carece de las conexiones del punto B en todos sus niveles.</p> <p>D. Una estructura cuyos muros de carga no están correctamente unidos.</p>
				Calidad del sistema resistente.	<p>Un sistema de construcción robusto posee las tres cualidades siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Ladrillo superior con piezas uniformes y medidas de muro uniformes. - Verticalidad entre elementos de mampostería - Mortero de alta calidad con un espesor de 1,0-1,5 cm entre la mayoría de las pastas <p>B: El sistema resistente del edificio no cumple con una de las características de Clase A</p> <p>C: El sistema resistente del edificio no cumple con las dos propiedades Clase A</p> <p>D: El sistema resistente del edificio no cumple con las características de la clase A</p>
				Resistencia convencional.	<p>A. Estructura con un valor de $\alpha \geq 1$</p> <p>B. Estructura para valores comprendidos entre $0.6 \leq \alpha \leq 1$</p> <p>C. Estructura para valores comprendidos entre $0.4 \leq \alpha \leq 0.6$</p> <p>D. Estructura con un valor de $\alpha < 0.4$</p>

				<p>Posición del edificio y cimentación.</p> <p>A. Un edificio construido sobre una base estable con una pendiente de no más del 10%.</p> <p>B. Edificio construido sobre roca con pendiente de 10-30% o suelo suelto con pendiente de 10-20%</p> <p>C. Edificio construido sobre suelo suelto con 20-30% de pendiente o suelo pedregoso con 30-50% de pendiente</p> <p>D. Una estructura construida sobre suelo suelto con una pendiente de más del 30% o sobre roca con una pendiente de más del 50%.</p>
				<p>Diafragmas horizontales.</p> <p>A. Construcción con cualquier tipo de lámina que cumpla con las siguientes condiciones:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Falta de niveles desiguales 2. La deformación de la membrana es insignificante 3. La conexión entre la membrana y las paredes es efectiva <p>b. Construya con una membrana Clase A similar que no cumpla con una de las condiciones anteriores</p> <p>C. Construcción con película como en la clase A, pero que no cumple con las dos condiciones anteriores</p> <p>D. Un edificio con membranas que no cumplen ninguna de las tres condiciones</p>
				<p>Configuración en planta</p> <p>A. Edificio con $\beta_1 \geq 0.8$ ó $\beta_2 \leq 0.1$.</p> <p>B. Edificio con $0.8 > \beta_1 \geq 0.6$ ó $0.1 < \beta_2 \leq 0.2$</p> <p>C. Edificio con $0.6 > \beta_1 \geq 0.4$ ó $0.2 < \beta_2 \leq 0.3$</p> <p>D. Edificio con $0.4 > \beta_1$ ó $0.3 < \beta_2$</p>
				<p>Configuración en elevación.</p> <p>A. si $0.75 < T/H$</p> <p>B. si $0.50 < T/H \leq 0.75$</p> <p>C. si $0.25 < T/H \leq 0.50$</p> <p>D. si $T/H \leq 0.25$</p>

				<p>Distancia máxima entre los muros.</p> <p>A. si $L/S \leq 15$</p> <p>B. si $15 < L/S \leq 18$</p> <p>C. si $18 < L/S \leq 25$</p> <p>D. si $25 \geq L/S$</p>
				<p>Tipo de cubierta.</p> <p>A. Presencia de cubierta estable con viga cumbreira o de soporte. Edificio con cubierta plana.</p> <p>B. Presencia de cubierta estable y bien conectada a los paneles de mampostería, sin viga de soporte. Edificio con cubierta parcialmente estable provista de viga de soporte.</p> <p>C. Presencia de cubierta inestable, pero con viga de soporte.</p> <p>D. Presencia de cubierta inestable sin viga de soporte.</p>
				<p>Elementos no estructurales.</p> <p>A/B Edificios sin cornisas, parapetos ni balcones. Edificios con cornisas bien conectadas a los muros. Edificios con balcones que son extensiones de los diafragmas.</p> <p>C. Edificio con elementos externos a la estructura de pequeña dimensión y mal conectados a la estructura principal.</p> <p>D. Edificio con cualquier elemento externo a la estructura principal de peso considerable y mal conectado a la estructura que pueden caer en caso de terremotos. Edificio con balcones sin conexión a los diafragmas o con balcones construidos en etapas posteriores a la de la construcción de la estructura, existiendo por ello un vínculo deficiente de dichos elementos a los muros de albañilería.</p>

				Estado de conservación.	Muros de mampostería en buenas condiciones, sin daño visible. B. Muros con presencia de agrietamiento, tipo capilar no extendido en todo el muro, con la excepción de los casos en que dicho agrietamiento ha sido provocado por terremotos. C. Muros con grietas de mediano tamaño (2 o 3 mm de espesor) o con agrietamiento tipo capilar de origen sísmico. Estructura que no presentan agrietamiento, pero se caracterizan por un estado mediocre de conservación de los paneles. D. Muros que presentan un grave deterioro en las características físicas de los materiales de construcción o con agrietamiento superior a 3mm
			Método de Hirosawa.	Cálculo del índice I_s	E_o : índice sísmico básico de comportamiento estructural. S_D : índice de configuración estructural. T: índice de deterioro de la edificación.
				Cálculo de E_o	Coefficiente de resistencia © Coefficiente de ductilidad (F).
				Cálculo de S_D	<ul style="list-style-type: none"> - Regularidad de la planta, - Relación largo-ancho de la planta, - Estrangulaciones de la planta, - Espesor de las juntas de dilatación, - Dimensiones y ubicación de patios interiores, - Existencia de subterráneo, - Uniformidad de la altura de los pisos, - Excentricidad de rigidez en planta, - Irregularidades de la distribución de las masas - Irregularidad de rigidez de entrepiso de los pisos en altura
				Regularidad a_i	<ul style="list-style-type: none"> - Deformación permanente (T_1) - Grietas en muros o columnas debido a corrosión del acero de refuerzo (T_2) - Incendios (T_3) - Uso del cuerpo o bloque (T_4)

					- Tipo de daño estructural (T ₅)
			Método Fema 154	Identificación del sistema estructural.	<ul style="list-style-type: none"> - W1: Estructuras de madera liviana, edificios residenciales y comerciales con un área menor o igual a 465 metros cuadrados. - W2: Estructuras de madera liviana, con área de edificación mayor a 465 metros Cuadrados - S1: Edificios con pórticos de acero. - S2: Edificios arriostrados con pórticos de acero. - S3: Construcciones livianas de metal. - S4: Edificios con estructura de acero con muros de corte de concreto. - S5: Edificios con estructura de acero con muros de corte de albañilería no reforzada. - C1: Edificios con pórticos de concreto. - C2: Edificios con muros de corte de concreto. - C3: Edificios de concreto reforzados rellenos con muros de albañilería. - PC1: Edificios Tilt-up - PC2: Estructuras de concreto prefabricadas. - RM1: Edificios de albañilería reforzada con diafragma flexible; y RM2: Edificios de albañilería reforzada con diafragma rígido. - URM: Edificaciones con muros de albañilería no reforzada.
				Identificación de los atributos y modificadores de la edificación.	<ul style="list-style-type: none"> - Los edificios de mediana altura (4 a 7 pisos) - Los edificios altos (más de siete pisos) - Irregularidad Vertical - Irregularidad de planta - “Pre-Code” y “Benchmark-post” - Suelo Tipo C, D o E

3. CAPÍTULO III

3.1. MARCO METODOLÓGICO

3.1.1. ÁMBITO DE ESTUDIO

El presente estudio de investigación se realizó en la ciudad de Chota, la cual se ubica en el departamento de Cajamarca a 2,388 msnm, con una superficie: 261.75 Km², limitando: por el norte con el distrito de Chiguirip y Conchán, por el oeste con el distrito de Lajas, por el sur con el distrito de Bambamarca y por el este con el distrito de Chalamarca a una distancia de 150 Km de Cajamarca y a 219 Km de Chiclayo (Municipalidad Provincial de Chota, 2020).

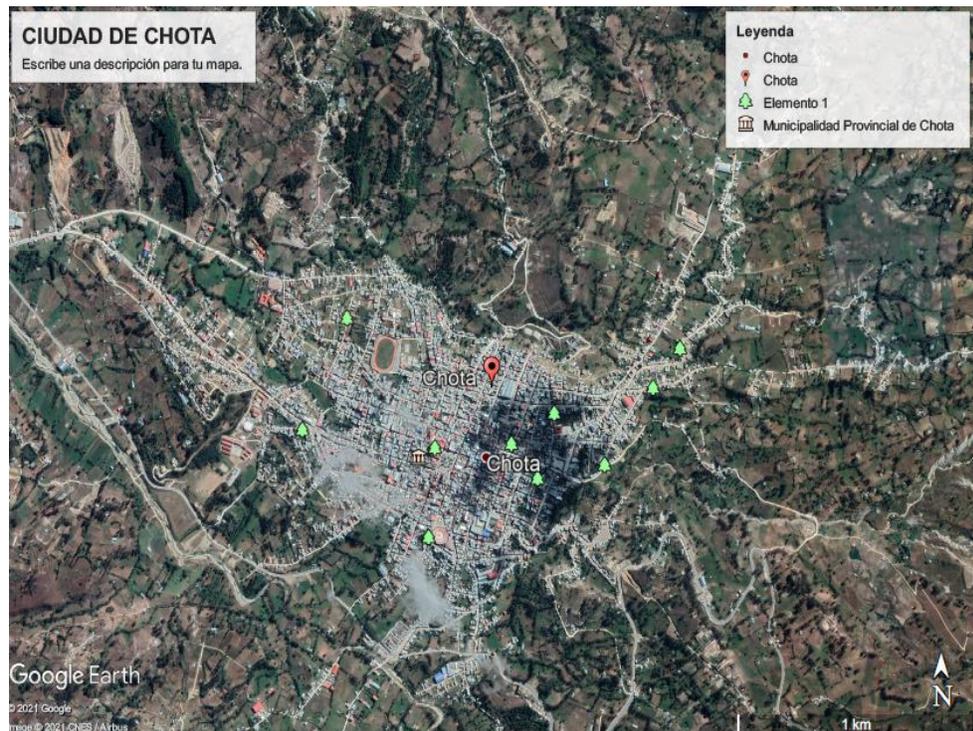
Ubicación de la ciudad de Chota:

E: 759579.72

S: 9274050.23

Z: 2383 msnm

Figura 15: Vista satelital de la ciudad de Chota



Fuente: Google earth pro (2023)

3.1.2. MÉTODOS

Método hipotético deductivo.

Se propone la hipótesis vulnerabilidad sísmica en la institución educativa Abel Carbajal Pérez y San Juan en la ciudad de Chota 2021, es alta, esta hipótesis se da en base a principios y leyes más generales mediante procedimientos deductivos.

3.1.3. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

- Se trata de una investigación aplicada, (Vargas, 2009) detalla que esta investigación también es conocida como "investigación práctica o empírica", se distingue por su enfoque en la aplicación y uso de conocimientos adquiridos, busca implementar y sistematizar prácticas basadas en la investigación, generando así nuevos conocimientos, también se caracteriza por la utilización rigurosa, organizada y sistemática del conocimiento, así como por la obtención de resultados que contribuyen a una comprensión más profunda y precisa de la realidad (p.6). Es así que se utiliza esta investigación al tener una aplicación práctica, evaluando la vulnerabilidad sísmica de la institución educativa Abel Carbajal Pérez y San Juan Chota.
- Según su estrategia o enfoque, es una investigación cuantitativa, ya que utiliza valores numéricos en cada método de evaluación y se logró obtener resultados útiles y precisos para un buen entendimiento y solución del problema.
- Según sus objetivos, la presente investigación es de tipo descriptiva. Según Hernández, Fernández y Baptista (2014) define a los estudios descriptivos a aquellos que especifican las características y propiedades fundamentales de

cualquier fenómeno que se analice, además de describir tendencias de una población o grupo” (p. 92).

- Según la fuente de datos, se presenta una investigación tipo mixta, ya que está compuesta por fuentes primarias y secundarias. Además de la revisión del tema a investigar por medio de libros, documentos, etc. Es así que Bernal (2010) define a las fuentes primarias como información de primera mano o información sobre el escenario, es decir que se obtienen a partir de información directa, o de dónde proviene; las fuentes de información primarias son las personas, organizaciones, eventos, entorno natural, etc. Para este proyecto de investigación se ha contactado con el director de la I.E. el cual nos ha brindado los archivos de la institución educativa, asimismo hemos constatado in situ las características propias de la institución educativa. Por otro lado Bernal (2010) manifiesta que las fuentes secundarias brindan información sobre el tema que se investiga, pero estas no son las fuentes originales de situaciones o hechos, ya que estas solo las referencian. Las fuentes de información secundaria son las revistas, libros, materiales escritos (generalmente todos los medios impresos), documentales, noticias y medios de información. (p. 192)
- Según el control de diseño de la prueba, la presente investigación es de tipo no experimental, según Hernández, Fernández y Baptista (2014) define a diseño no experimental como: “Estudios realizados sin manipulación deliberada de variables y donde los fenómenos se observan solo en su entorno natural para su análisis” (p. 152), por lo que en éste caso nuestra investigación ha sido de observación y análisis de la estructura.

- Según su temporalidad, la presente investigación es de tipo transversal; ya que se obtuvieron datos en un tiempo determinado, Hernández, Fernández y Baptista (2014) define a los diseños transversales como los “estudios que recogen datos en un único momento. Su finalidad es describir las variables y analizar en qué medida ocurren e interrelacionan, en un determinado momento” (p. 154).
- Según su contexto, la investigación es de tipo biblioteca, campo ya que se desarrollará revisión de bibliografía ya sea en biblioteca o internet. Es necesaria la información de campo, ya que esta ayudara con una investigación precisa y concreta. Hernández, Fernández y Baptista (2014) define a los Experimentos de campo a aquellos realizados en una situación “realista” en la que el investigador manipula una o más variables independientes de una manera cuidadosamente controladas según lo permite la situación. (p. 150). Así también se ha realizado la consulta de literatura: Las principales fuentes que más se consultan y utilizan en todas las áreas del conocimiento para la construcción de un marco teórico son libros, artículos en revistas científicas, ponencias, etc., ya que son aquellos los que sistematizan en mayor medida la información, es decir toman en profundidad los temas que desarrollan y están altamente especializados, además de que siempre son accesibles. (p. 65)
- Según su intervención disciplinaria, la presente investigación es de tipo: interdisciplinaria ya que se analiza desde un solo campo como es la Ingeniería Civil, pero esta enlaza a diferentes grupos de investigación en diferentes ramas. Paoli (2019), define a la investigación de tipo interdisciplinaria que abarca: “mirar desde una sola plataforma teórica compartida y analizarla con

una sola metodología. La interdisciplina exige un nivel de integración conceptual. Esta forma de colaboración disciplinaria se desarrolla en grupos de investigación”.

3.1.4. POBLACIÓN Y MUESTRA

Población

- La población estuvo conformada por las instituciones educativas públicas del nivel secundario de la ciudad de Chota, que según el Portal Escale del Ministerio de Educación existen 5 instituciones educativas: Abel Carbajal Perez, Almirante Miguel Grau, San Juan, Sagrado Corazon de Jesus, Santa Rafaela Maria (ESCALE, 2023).

Muestra y muestreo.

La muestra estuvo conformada por la institución educativa pública Abel Carbajal Pérez y San Juan del nivel secundario de la ciudad de Chota. Y el tipo de muestreo es no probabilístico por conveniencia. Se eligió estas dos instituciones educativas con la finalidad de obtener resultados contrastables teniendo en cuenta su antigüedad para la I.E Abel Carbajal Pérez y y las mejoras en cuanto a la norma E030 de la institución educativa San Juan.

Criterios de inclusión:

Que pertenezcan a la zona urbana de la Ciudad de Chota.

Que sean instituciones públicas.

Criterios de exclusión:

Que sean del nivel primario, superior o inicial.

Que sean instituciones privadas.

Que funcionen en locales alquilados.

Que sean de educación básica regular.

3.1.5. UNIDAD DE OBSERVACIÓN.

Fueron los edificios de la institución educativa del nivel secundario Abel Carbajal Pérez y San Juan de la ciudad de Chota.

3.1.6. UNIDAD DE ANÁLISIS

La unidad de análisis fué la vulnerabilidad sísmica de los edificios de la institución educativa Abel Carbajal Pérez y San Juan de la ciudad de Chota, utilizando diferentes metodologías.

3.1.7. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

a. Técnicas.

Las técnicas utilizadas para la recolección de datos fueron: la observación, el análisis documental y la encuesta.

La Observación Directa: Es un procedimiento sistematizado y controlado, para lo cual se utilizan medios audiovisuales muy completos. (Bernal, 2010, pág. 194)

Análisis de documental: Técnica basada en fichas bibliográficas que tienen como propósito analizar material impreso. Se usa en la elaboración del marco teórico del estudio. Para una investigación de calidad, se sugiere utilizar simultáneamente dos o más técnicas de recolección de información, con el propósito de contrastar y complementar los datos. (Bernal, 2010, pág. 194). En éste caso se utilizó el expediente técnico de las instituciones educativas y las escalas de las metodologías de Benedete Petrini, Hirosawa, y Fema 154, para posteriormente realizar el análisis documental.

La encuesta: Es una técnica que utiliza un conjunto de procedimientos estandarizados de investigación mediante los cuales se recoge y analiza una serie de datos de una muestra de casos representativa de una población o

universo más amplio, del que se pretende explorar, describir, predecir y/o explicar una serie de características (Casas A & et al, 2002).

b. Instrumentos de recolección de datos

El instrumento a utilizar para recoger los datos a través de las técnicas de observación y análisis de documentos:

- **Ficha de Benedetti Petrini:**

La ficha proporciona información sobre diversos parámetros que influyen en la calidad sísmica de las estructuras. A continuación, se describen brevemente los parámetros y su valor asignado:

1. Organización del sistema resistente.
2. Calidad del sistema resistente.
3. Resistencia convencional.
4. Posición del edificio y cimentación.
5. Diafragmas horizontales.
6. Configuración en planta.
7. Configuración en elevación.
8. Distancia máxima entre los muros.
9. Tipo de cubierta.
10. Elementos no estructurales.
11. Estado de conservación.

La suma ponderada de los valores numéricos de cada parámetro, teniendo en cuenta sus pesos respectivos, proporciona una medida de la calidad sísmica del edificio. Este enfoque permite evaluar y comparar diferentes estructuras en función de su capacidad para resistir cargas sísmicas.

- **La Escala de Hirosawa:**

Con la escala de Hirosawa, se obtiene información sobre:

- Cálculo del índice I_s (Índice de vulnerabilidad estructural)
- Cálculo del índice I_{so} (Índice de evaluación de la estructura)

- Cálculo de Eo (Índice básico de comportamiento estructural)
- Cálculo de Eso (Resistencia sísmica básica requerida)
- Cálculo de SD (Índice de Configuración Estructural)
- Cálculo de T (Índice de tiempo de deterioro)
- **Ficha del Fema 154:**
Con éste formulario se obtiene información sobre:
 - Identificación del sistema estructural.
 - Identificación de los atributos y modificadores de la edificación.
- **Programa Etabs:**
Éste programa nos permitió realizar el método PUSHOVER, el cual a la vez sirvió para obtener la curva de capacidad de la estructura y el estado de conservación de la edificación, el cual puede ser: Operacional, Operación inmediata, Seguridad de vida, Precolapso, Colapso.

3.1.8. TÉCNICAS Y PROCESAMIENTO DE ANÁLISIS DE DATOS

Luego de haber realizado la inspección de campo, se realizarán el procesamiento de datos de acuerdo a lo siguiente:

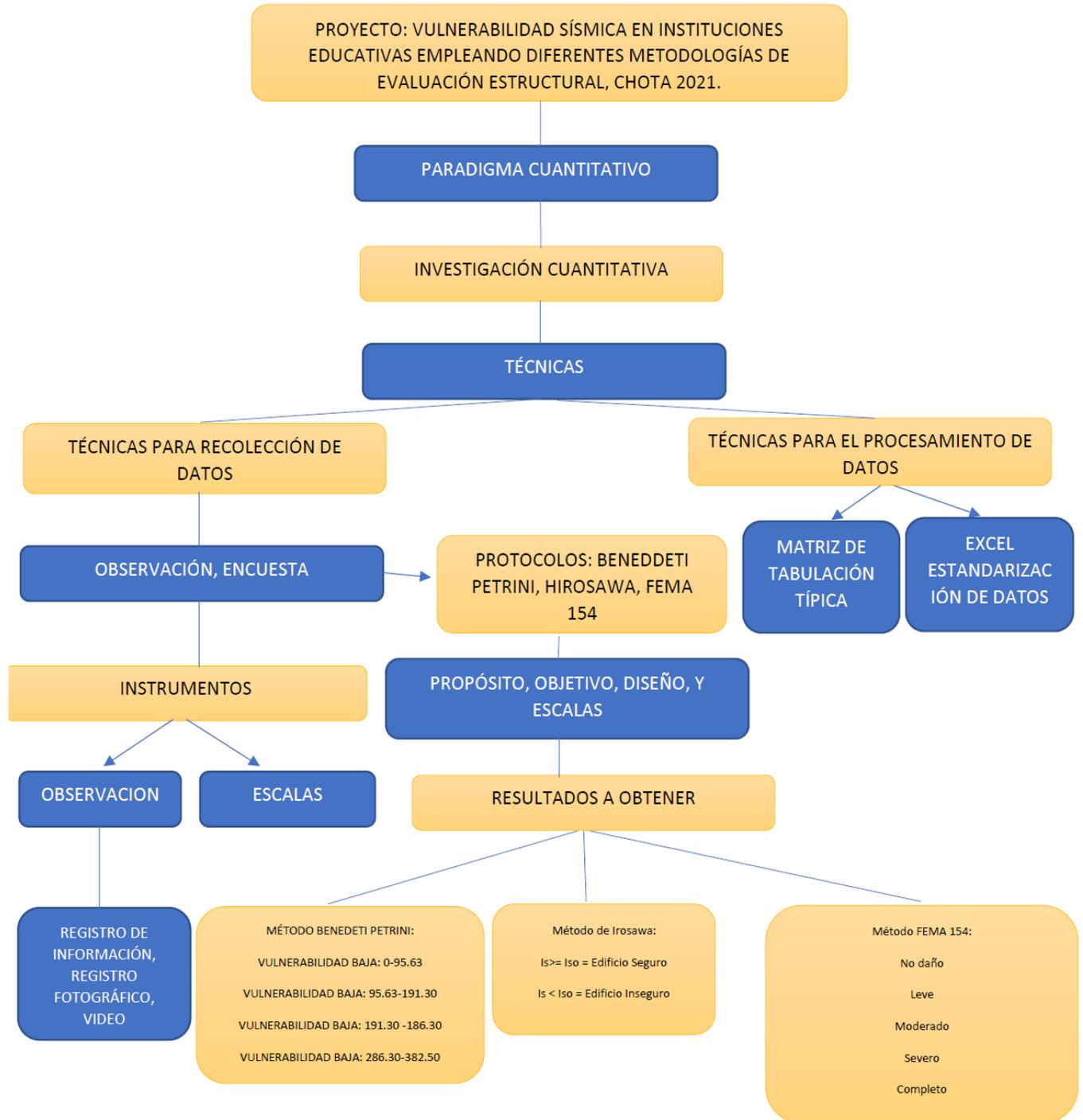
1. Método de Beneddeti Petrini, Hirosawa, Fema 154: Para estos métodos se asignarán los puntajes respectivos por cada dimensión de la evaluación sísmica, luego los resultados se presentarán en una tabla simple con los puntajes obtenidos.
2. Método de análisis No Líneal Pushover: Éste método se realizó con el Software de prueba Etabs, en el cual se obtendrán las rótulas plásticas y las figuras de esfuerzo deformación., finalmente los resultados serán presentados en gráficos.

4. CAPÍTULO IV

4.1. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.

4.1.1. FLUJOGRAMA.

Figura 16: Flujoograma de desarrollo de la tesis.



Fuente: Elaboración propia.

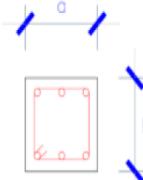
4.1.2. RESULTADOS POR OJETIVOS.

A. MÉTODO DE HIROSAWA I.E. ABEL CARBAJAL PÉREZ, CHOTA 2021.

A.1. Datos generales de Módulo

a) Dimensiones del módulo

Número de pisos	np	3	und
Altura de entrepiso 1er piso (he1):	he1	3.3	m
Altura de entrepiso 2do piso (he2):	he2	3	m
Altura de entrepiso 3er piso (he3):	he3	3	m
Altura de la edificación (ht):	ht	9.3	m
Área de losa 1er piso (alosa1):	Alosa1	311.22	m ²
Área de losa 2do piso (alosa2):	Alosa2	311.22	m ²
Área de losa 3er piso (alosa3):	Alosa3	311.22	m ²
Espesor de losa 1er piso (elosa1):	elosa1	0.20 m	m
Espesor de losa 2do piso (elosa2):	elosa2	0.20 m	m
Espesor de losa 3er piso (elosa3):	Elosa3	0.1	m
Resistencia a la compresión f'c (kg/cm ²)	f'c	175	kg/cm ²

b) Dimensiones de columnas	Sección	Nº	A	B	C	D	E	área (cm ²)
		col.	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	
Datos de las columnas		22	25	40				22000

A.3.2. Parámetros sísmicos (Dirección X-X)

Factor de zona: Zona 2	Z	0.25
Factor de uso: Edificio esencial	U	1.5
Factor de suelo: Suelo flexible	S	1.1
Período Tp	Tp	1
Período Tl	Tl	1.6
Factor de reducción: Sistema aporticado.	R	8
Factor de amplificación sísmica	C	2.5

A.3.3. Cálculo del índice de vulnerabilidad sísmica (Is), en la dirección XX.

- Cálculo de los coeficientes alfa (α)

TIPO	$\alpha 1$	$\alpha 2$	$\alpha 3$	MODO DE FALLA
A	1	0.7	0.5	Columnas cortas y paredes portantes controlan la falla.
B	0	1	0.7	Muros de concreto reforzado controlan la falla.
C	0	0	1	Columnas de concreto reforzado controlan la falla.

Índice de resistencia proporcionada por columnas del módulo aulas.

Cmar: El índice de resistencia que ofrecen los muros de relleno de mampostería.

0

Csc: El índice de resistencia que ofrecen las columnas cortas de hormigón armado.

0

Ca: El índice de resistencia que ofrecen los muros de mampostería no reforzados parcialmente cerrados.

0

Cw: El índice de resistencia que ofrecen los muros de hormigón armado.

0

Cc: El índice de resistencia que ofrecen las columnas no cortas de hormigón armado.

calcular

Dado que las columnas rigen el fallo, obtenemos valores de alfa (α), tipo C, de la tabla. A continuación, fijamos valores de cero a cualquier índice de resistencia de la tabla que no sea suministrado por las columnas no cortas, reduciendo la ecuación Eo a:

$$E_o = \frac{np+1}{np+i} * (\alpha 3 * cc) * F$$

Para el cálculo del peso de la edificación por piso, se usó los resultados de Etabs 2019 V 19.0.2.

Piso	Masa peso	(Wj)	Wj acumulado
1	30.79873	302135.541	302135.541
2	30.60131	300198.851	602334.392
3	13.32261	130694.804	733029.197

b) Cálculo del sub Índice sísmico básico de configuración estructural (SD)

N°	ITEMS	Gi			Ri
1	(qi)	1	0.9	0.8	
2	Regularidad: ai	Regular (a1)	Mediano (a2)	Irregular (a3)	1
3	Relación largo – ancho: B=n/m	B <5	5 < B <8	B >8	0.5
4	Contracción de planta c=d1/do	0,8 < c	0,5 < C < 0,8	C < 0,5	0.5
5	Atrio o patio interior	Rap=0,1	0,1 < Rap < 0,3	0,3 < Rap	0.5
6	Excentricidad de atrio o patio interior	f1=0,4 f2=0,1	f1 > 0,4 0,1 < f2 < 0,3	0,4 < f1 0,3 < f2	0.25
7	Subterráneo	1,0 < Ras	0,5 < Ras < 1,0	Ras < 0,5	1
8	Junta de dilatación	0,01 < s	0,005 < s < 0,01	s < 0,005	0.5
9	Uniformidad de altura de piso	0,8 < Rh	0,7 < Rh < 0,8	Rh < 0,7	0.5

Cálculo de Índice SD:

$$SD = \prod_{i=1}^{1=8} qi$$

Donde:

$$qi = \{1.0 - (1 - Gi) * Ri\} \text{ para } i = 1, 2, 3, 4, 5, 7 \text{ y } 8$$

$$qi = \{1.0 - (1 - Gi) * Ri\} \text{ para } i = 6$$

- Regularidad (ai):

N° de Piso	Largo (L)	Ancho (b)	Área saliente (Ao)	Área total (At)	L/b	Ao/At
3	7.8	39.9	66	377.22	0.20	19.55%
2	7.8	39.9	66	377.22	0.20	19.55%
1	7.8	39.9	66	377.22	0.20	19.55%

- Relación Largo – Ancho (B)

N° de Piso	Largo (n)	Ancho (m)	B=n/m
3	39.9	7.8	5.12
2	39.9	7.8	5.12
1	39.9	7.8	5.12

La contracción del plano, el atrio interior, las peculiaridades del metro y el patio.

Estos elementos se han dejado fuera del estudio de caso porque son inexistentes.

- Junta de dilatación (S).

Para el caso estudiado no existe estos ítems por lo tanto se obviaron.

- Uniformidad de altura de cada piso (Rh)

Para calcularla se utilizará la relación entre la altura de este piso y la del piso inmediatamente superior. Se utilizará en su lugar el piso situado debajo del piso estudiado si no hay un piso más alto.

En el caso estudiado cumple con la siguiente condición $0.8 < Rh$.

N° de Piso	he	Rh
3	3	1
2	3	1
1	3.2	0.94

Para determinar finalmente el sub Índice de configuración estructural (SD), se reemplazaron en la ecuación a todos los valores calculados anteriormente.

N°	ITEMS	Gi	Ri	SD	
1	(qi)	1	0.9	0.8	
2	Regularidad: ai	Regular (a1)	Mediano (a2)	Irregular (a3)	1
3	Relación largo – ancho: B=n/m	B < 5	5 < B < 8	B > 8	0.5
4	Contracción de planta c=d1/do	0,8 < c	0,5 < C < 0,8	C < 0,5	0.5
5	Atrio o patio interior	Rap=0,1	0,1 < Rap < 0,3	0,3 < Rap	0.5
6	Excentricidad de atrio o	f1=0,4	f1 > 0,4	0,4 < f1	0.25
7	patio interior	f2=0,1	0,1 < f2 < 0,3	0,3 < f2	
8	Subterráneo	1,0 < Ras	0,5 < Ras < 1,0	Ras < 0,5	1
9	Junta de dilatación	0,01 < s	0,005 < s < 0.01	s < 0.005	0.5
10	Uniformidad de altura de piso	0,8 < Rh	0,7 < Rh < 0,8	Rh < 0,7	0.5
SD				0.9	

a) **Cálculo del sub Índice de deterioro de la edificación (T).**

- Deformación permanente (T1):

Característica	T1
El edificio presenta inclinación debido a asentamiento diferencial.	0.7
El edificio está construido sobre relleno artificial.	0.9
El edificio ha sido reparado debido a deformaciones presentadas anteriormente	0.9
Tiene visible deformación de vigas o columnas.	0.9
No presenta signos de deformación.	1

- **Grietas en muros o columnas debido a corrosión del acero de refuerzo (T2):**

Característica	T2
Presenta filtraciones con corrosión visible de armaduras.	0.8
Presenta grietas inclinadas visibles en columnas.	0.9
Presenta grietas visibles en muros.	0.9
Presenta filtraciones, pero sin corrosión de armaduras.	0.9
Nada de lo anterior.	1

- **Incendios (T3):**

Característica	T3
Ha experimentado incendio, pero no fue reparado.	0.7
Ha experimentado incendio y fue adecuadamente reparado.	0.8
No ha experimentado incendio.	1

- **Uso del cuerpo o bloque (T4):**

Característica	T4
Almacena sustancias químicas.	0.8
No contiene sustancias químicas.	1

- **Tipo de daño estructural (T5):**

Característica	T5
Presenta daño estructural grave.	0.8
Presenta daño estructural fuerte.	0.9
Presenta daño estructural ligero o no estructural.	1

Cálculo del sub índice de tiempo de deterioro (T) del módulo Aulas.

N° DE PISO	T1	T2	T3	T4	T5
3	0.7	0.9	1	1	0.9
2	0.7	0.9	1	1	0.9
1	0.7	0.9	1	1	0.9

Cálculo del índice Vulnerabilidad Estructural (Is) del módulo Aulas.

DIRECCIÓN	PISO	Eo	SD	T	Is
X	3°	0.68735199	0.9	0.7	0.43303175
X	2°	0.25017774	0.9	0.7	0.15761197
X	1°	0.18382624	0.9	0.7	0.11581053

a) Cálculo del índice Iso para Japón basado en el método de Hirosawa.

Se sabe que:

$$Iso(Japón) = Eso * Z * G * U$$

a.1. Índice de resistencia básica requerida (Eso).

- Eso: 0.8 (cuando se utiliza el primer método de evaluación).

- Eso: 0.6 (cuando se utiliza el segundo y tercer método de evaluación).

Para el caso de estudio se usó el primer nivel de evaluación porque lo que tomaremos en valor Eso=0.8.

Eso= 0.8

a.2. Factor de zona (Z)

$Z = 0.7 \leq Z \leq 1.0$, tomaremos un valor medio superior de 0.8 porque la muestra analizada está en la zona 2 de peligrosidad sísmica

Z= 0.9

a.3. Índice de suelo por condiciones topográficas (G)

- G= 1.0, cuando no hay mucha pendiente.

- G= 1.1, para zonas con mucha pendiente

Para el caso estudiado se tomará el valor de G=1.1 por presentar un terreno con pendiente regular.

G= 1.1

a.4. Índice o factor de uso o importancia (U).

U=1, Índice de importancia en edificio en general.

U= 1

a) Cálculo del índice Iso para Japón basado en el método de Hirosawa.

Se sabe que:

$$Iso(Japón) = Eso * Z * G * U$$

$$Iso(Japón) = 0.792$$

b) Cálculo del índice Iso para Perú basado en el método de Hirosawa.

$$Iso(Perú) = Eso * Z * G * U$$

b.1. Índice de resistencia básica requerida (Eso).

El índice Eso en Perú no se conoce por lo que se tuvo que determinar.

b.2. Factor de zona (Z)

$Z = 0.10 \leq Z \leq 0.45$, tomaremos el valor medio superior igual a 0.35 porque la muestra analizada está en la zona de media peligrosidad sísmica.

$$Z = 0.25$$

b.3. Índice de suelo por condiciones topográficas (G)

- G= 1.0, cuando no hay mucha pendiente.

- G= 1.1, para zonas con mucha pendiente.

Para el caso estudiado se tomará el valor de G= 1.1. por presentar un terreno con pendiente regular.

$$G = 1.1$$

b.4) Índice o factor de uso, por importancia (U)

U = 1.5, Índice por importancia para edificaciones esenciales (Instituciones Educativas).

$$U = 1.5$$

Luego:

$$Iso(Perú) = Eso * Z * G * U$$

U

$$Iso Perú = Eso * 0.25 * 1.0 * 1.5 = 0.4125 * EsoPerú$$

$$Iso Perú = 0.4125 * EsoPerú$$

c) Cálculo de los espectros de pseudoaceleraciones según Norma Sísmica japonesa

Cálculo de Espectro de Pseudoaceleraciones:

$$Sa = Z * Rt * Ai * Co * g$$

c.1) Zonificación (Z), según Norma japonesa.

Índice de Zona	Z
$0.7 \leq Z \leq 1.0$	0.9

d) Cálculo de los espectros de pseudoaceleraciones según Norma Sísmica Peruana

Cálculo de espectro de pseudoaceleraciones:

$$Sa = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

d.1) Zonificación, según E.030 (Z)

Zona	Z3
Z	0.25

d.2) Parámetros de Sitio (S)

Zona	Z3
S	1
Tp (S)	1
TI (S)	1.6

d.3) Categoría del Edificio (U)

Categoría	Esencial
U	1.5

d.4) Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas (R)

Sistema Estructural	Pórticos
Ro	8

d.5) Restricciones de Irregularidades:

No se permiten Irregularidades en altura y en planta (Ia, Ip).

d.6) Cálculo del Periodo de vibración (T)

Ct	35	
ht	10.7	m
T	0.19	seg
C	2.5	

Entonces

Espectro de Pseudoaceleraciones:

$$Sa = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

$$Sa = 0.12 \text{ g}$$

e) Comparación entre norma peruana y japonesa

Igualando:

$$\frac{Iso \text{ Perú}}{Iso \text{ Japón}} = \frac{Sa \text{ Perú}}{Sa \text{ Japón}}$$

$$\frac{Iso \text{ Perú}}{Iso \text{ Japón}} = \frac{Sa \text{ Perú}}{0.18} = \frac{0.12}{0.18} = 0.65$$

Entonces, obtenemos el índice de resistencia básica requerida (Eso), con la relación calculada:

$$\frac{Iso \text{ Perú}}{Iso \text{ Japón}} = \frac{0.4125}{0.792} * Eso \text{ Perú} = 0.65 \quad Eso \text{ Perú} = 1.25$$

Finalmente

$$Iso(\text{Perú}) = Eso * Z * G * U$$

$$Iso \text{ Perú} = Eso * 0.25 * 1.0 * 1.5 = 0.4125 * Eso \text{ Perú}$$

$$Iso(\text{Perú}) = 1.485$$

Tabla 10. Comparación entre los Índices de vulnerabilidad y juicio estructural XX

DIRECCIÓN	PISO	Is	Iso	Estado
X-X	3	0.43	1.49	VULNERABLE
X -X	2°	0.16	1.49	VULNERABLE
X -X	1°	0.12	1.49	VULNERABLE

Tabla 11. Comparación entre los Índices de vulnerabilidad y juicio estructural YY

DIRECCIÓN	PISO	Is	Iso	Estado
Y-Y	3°	0.15	1.875	VULNERABLE
Y-Y	2°	0.09	1.875	VULNERABLE
Y-Y	1°	0.07	1.875	VULNERABLE

Como se observa en la tabla 10 el edificio es vulnerable según el método de Hirosawa, en dónde se obtiene para Is un puntaje de 0.43 en el primer piso, 0.16 para el segundo piso y 0.12 para el tercer piso. Asimismo, se observa en la tabla que el puntaje de Iso es de 1.49 para el primer, segundo y tercer piso de la edificación. Según los resultados presentados en la tabla el Índice de vulnerabilidad estructural (Is) es menor al Índice de juicio estructural (Iso), por lo tanto de acuerdo al método de Hirosawa se observa que el edificio en la dirección X-X, es VULNERABLE.

También se observa en la dirección YY, para Is se ha obtenido un puntaje de 0.07 en el primer piso, 0.09 para el segundo piso y 0.15 para el tercer piso. Asimismo, se observa en la tabla que el puntaje de Iso es de 1.875 para el primer, segundo y tercer piso de la edificación. Según los resultados presentados en la tabla el Índice de vulnerabilidad estructural (Is) es menor al Índice de juicio estructural (Iso), por lo tanto de acuerdo al método de Hirosawa se observa que el edificio en la dirección YY, es VULNERABLE.

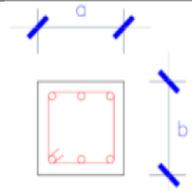
B. MÉTODO DE HIROSAWA DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA SAN JUAN DE CHOTA.

En este caso, se utilizaron hojas de cálculo basadas en el primer nivel de evaluación del método de Hirosawa para analizar el índice de vulnerabilidad estructural para las direcciones XX e YY utilizando los mismos parámetros que dependen de subíndices como el comportamiento estructural y el deterioro del edificio. Podemos calcular este índice utilizando una fórmula general que nos proporciona este procedimiento.

A.3.1. Datos generales de Módulo

a) Dimensiones del módulo

Número de pisos	np	3	und
Altura de entrepiso 1er piso (he1):	he1	2.95	m
Altura de entrepiso 2do piso (he2):	he2	7.75	m
Altura de la edificación (ht):	ht	10.7	m
Área de losa 1er piso (alosa1):	Alosa1	188.94	m ²
Área de losa 2do piso (alosa2):	Alosa2	188.94	m ²
Espesor de losa 1er piso (elosa1):	elosa1	0.20 m	m
Espesor de losa 2do piso (elosa2):	elosa2	0.20 m	m
Resistencia a la compresión f'c (kg/cm ²)	f'c	210	kg/cm ²

b) Dimensiones de columnas	Sección	N° col.	A	B	C	D	E	área (cm ²)
			(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	
Datos de las columnas		6	90	25				13500
		6		25	30			4500
		4		57	25			5700
		4		50	25			5000
		3		25	24			1800
		4		30	30			3600

A.3.2. Parámetros sísmicos (Dirección X-X)

Factor de zona:	Z	0.25
Zona 2		
Factor de uso: edificio esencial	U	1.5
Factor de uso: suelo flexible	S	1.2
Período Tp	Tp	1
Período Tl	Tl	1.6
Factor de reducción: sistema aporricado	R	8
Factor de amplificación sísmica	C	2.5

A.3.3. Cálculo del índice de vulnerabilidad sísmica (I_s), en la dirección de análisis XX.

- **Cálculo de los coeficientes alfa (α)**

TIPO	α_1	α_2	α_3	MODO DE FALLA
A	1	0.7	0.5	Columnas cortas y paredes portantes controlan la falla.
B	0	1	0.7	Muros de concreto reforzado controlan la falla.
C	0	0	1	Columnas de concreto reforzado controlan la falla.

- Índice de resistencia proporcionada por columnas del módulo aulas.

Cmar: El índice de resistencia que ofrecen los muros de relleno de mampostería.	0
Csc: El índice de resistencia que ofrecen las columnas cortas de hormigón armado.	0
Ca: El índice de resistencia que ofrecen los muros de mampostería no reforzados parcialmente cerrados.	0
Cw: El índice de resistencia que ofrecen los muros de hormigón armado.	0
Cc: El índice de resistencia que ofrecen las columnas no cortas de hormigón armado.	calcular

Dado que las columnas rigen el fallo, obtenemos valores de alfa (α), tipo C, de la tabla. A continuación, fijamos valores de cero a cualquier índice de resistencia de la tabla que no sea suministrado por las columnas no cortas, reduciendo la ecuación Eo a:

Para el cálculo del peso de edificio por piso, se usó los resultados obtenidos del Programa Etbas 2019 v.19.0.2:

Piso	Masa peso (W_j)	W_j acumulado
1	8964.0571	87937.4
2	2661.8145	114049.8

- Cálculo de los factores Ac1 y Ac2.

1. Ac1. El total de secciones de columna con una relación altura/anchura libre inferior a 6.
2. Ac2. Suma de las secciones de columna en las que la relación altura libre (h)/anchura (D) es superior a 6.

Se tiene de la columna h= 2.68 6.7
 D= 0.4

Piso	ac1	ac2
1	34100	cm2
2	34100	cm2
TOTAL	68200	cm2

- Cálculo del índice de resistencia proporcionada por columnas no cortas (Cc)

$$C_c = \left(\left(\frac{f'c}{200} \right) * 10 * \sum Ac1 + 7 * \sum Ac2 \right) / \left(\sum_{j=i}^{np} W_j \right)$$

Nivel de evaluación	f'c (Kg/cm2)	Ac1 (cm2)	Ac2 (cm2)	Wj (kg)	Cc
1° Piso	210	34100	0	87937.4	4.07164642
2° Piso	210	34100	0	26112.4	13.7118763

- Cálculo del índice de ductilidad (F)

F=	1	Si Cmar, Ca, Csc son iguales a cero.
F=	0.8	Si Cmar, Ca, Csc son diferentes a cero.

Cálculo del índice Eo

$$E_o = \frac{np+1}{np+i} * (\alpha_3 * c_c) * F$$

N° de Piso (np)	Modo de falla (α_3)	Índice de resistencia de columnas (Cc)	Índice de ductilidad (F)	Índice de comportamiento estructural (Eo)
1	1	4.07	1.00	4.07
2	1	13.71	1.00	10.97

b) Cálculo del sub Índice sísmico básico de configuración estructural (SD)

Nº	ITEMS		Gi		Ri
1	(qi)	1	0.9	0.8	
2	Regularidad: ai	Regular (a1)	Mediano (a2)	Irregular (a3)	1
3	Relación largo – ancho: B=n/m	B < 5	5 < B < 8	B > 8	0.5
4	Contracción de planta c=d1/do	0,8 < c	0,5 < C < 0,8	C < 0,5	0.5
5	Atrio o patio interior	Rap=0,1	0,1 < Rap < 0,3	0,3 < Rap	0.5
6	Excentricidad de atrio o patio interior	f1=0,4	f1 > 0,4	0,4 < f1	0.25
7		f2=0,1	0,1 < f2 < 0,3	0,3 < f2	
8	Subterráneo	1,0 < Ras	0,5 < Ras < 1,0	Ras < 0,5	1
9	Junta de dilatación	0,01 < s	0,005 < s < 0.01	s < 0.005	0.5
10	Uniformidad de altura de piso	0,8 < Rh	0,7 < Rh < 0,8	Rh < 0,7	0.5

Cálculo de Índice SD:

$$SD = \prod_{i=1}^{1=8} qi$$

Donde:

$qi = \{1.0 - (1 - Gi) * Ri\}$ para $i = 1, 2, 3, 4, 5, 7$ y 8

$qi = \{1.0 - (1 - Gi) * Ri\}$ para $i = 6$

- Regularidad (ai):

Nº Piso	de Largo (L)	Ancho (b)	Área saliente (Ao)	Área total (At)	L/b	Ao/At
2	7.85	16.81	47.5723	179.5308	0.47	46.70%
1	7.85	16.81	47.5723	179.5308	0.47	46.70%

- Relación Largo – Ancho (B)

Nº Piso	de Largo (n)	Ancho (m)	B=n/m
2	7.85	16.81	0.47
1	7.85	16.81	0.47

La contracción del plano, el atrio interior, las peculiaridades del metro y el patio.

Estos elementos se han dejado fuera del estudio de caso porque son inexistentes.

Junta de dilatación (S).

Estos elementos no se han tenido en cuenta porque no existen.

Altura uniforme de cada planta (Rh).

Para calcularla se utilizará la relación entre la altura de este piso y la del piso inmediatamente superior. Se utilizará en su lugar el piso situado debajo del piso estudiado si no hay un piso más alto.

En el caso estudiado se cumple el criterio $0,8 < Rh$.

N° de Piso	he	Rh
2	7.75	2.627119
1	2.95	2.63

Para determinar finalmente el sub Índice de configuración estructural (SD), se reemplazaron en la ecuación a todos los valores calculados anteriormente.

N°	ITEMS		Gi		Ri	SD
1	(qi)	1	0.9	0.8		
2	Regularidad: ai	Regular (a1)	Mediano (a2)	Irregular (a3)	1	1
3	Relación largo – ancho: $B=n/m$	$B < 5$	$5 < B < 8$	$B > 8$	0.5	0.9
4	Contracción de planta $c=d1/do$	$0,8 < c$	$0,5 < C < 0,8$	$C < 0,5$	0.5	1
5	Atrio o patio interior	$Rap=0,1$	$0,1 < Rap < 0,3$	$0,3 < Rap$	0.5	1
6	Excentricidad de atrio o patio interior	$f1=0,4$	$f1 > 0,4$	$0,4 < f1$	0.25	1
7	Subterráneo	$1,0 < Ras$	$0,5 < Ras < 1,0$	$Ras < 0,5$	1	1
9	Junta de dilatación	$0,01 < s$	$0,005 < s < 0,01$	$s < 0,005$	0.5	1
10	Uniformidad de altura de piso	$0,8 < Rh$	$0,7 < Rh < 0,8$	$Rh < 0,7$	0.5	1
SD						0.9

a) Cálculo del sub Índice de deterioro de la edificación (T).

- Deformación permanente (T1):

Característica	T1
El edificio presenta inclinación debido a asentamiento diferencial.	0.7

El edificio está construido sobre relleno artificial.	0.9
El edificio ha sido reparado debido a deformaciones presentadas anteriormente	0.9
Tiene visible deformación de vigas o columnas.	0.9
No presenta signos de deformación.	1

- Grietas en muros o columnas debido a corrosión del acero de refuerzo (T2):

Característica	T2
Presenta filtraciones con corrosión visible de armaduras.	0.8
Presenta grietas inclinadas visibles en columnas.	0.9
Presenta grietas visibles en muros.	0.9
Presenta filtraciones, pero sin corrosión de armaduras.	0.9
Nada de lo anterior.	1

- Incendios (T3):

Característica	T3
Ha experimentado incendio, pero no fue reparado.	0.7
Ha experimentado incendio y fue adecuadamente reparado.	0.8
No ha experimentado incendio.	1

- Uso del cuerpo o bloque (T4):

Característica	T4
Almacena sustancias químicas.	0.8
No contiene sustancias químicas.	1

- Tipo de daño estructural (T5):

Característica	T5
Presenta daño estructural grave.	0.8
Presenta daño estructural fuerte.	0.9
Presenta daño estructural ligero o no estructural.	1

Cálculo del sub índice de tiempo de deterioro (T) del módulo Aulas.

N° DE PISO	T1	T2	T3	T4	T5	T
2	1	1	1	1	1	1
1	1	1	1	1	1	1

Cálculo del índice Vulnerabilidad Estructural (Is) del módulo Aulas.

DIRECCIÓN	PISO	Eo	SD	T	Is
X	2°	10.9695011	1	1	10.9695011
X	1°	4.07	1	1	4.07164642

a) Cálculo del Índice Iso para Japón basado en el método Hirosawa.

Se sabe que:

$$Iso(Japón) = Eso * Z * G * U$$

a.1) Índice de Resistencia Básica Requerida (Eso)

- Si se utiliza el primer método de evaluación, el valor Eso es 0,8.

- Eso: 0,6 (utilizando los métodos de evaluación segundo y tercero).

Dado que utilizaremos el valor Eso=0,8 para el estudio de caso, se aplicó el primer nivel de evaluación.

$$Eso = 0.8$$

a.2) Factor de zona (Z)

$Z = 0.7 \leq Z \leq 1.0$, tomaremos un valor medio superior de 0.8 porque la muestra analizada está en la zona 3 de peligrosidad sísmica

$$Z = 0.9$$

a.3) Índice de suelo por condiciones topográficas (G)

- $G = 1.0$, Cuando no hay mucha pendiente.

- $G = 1.1$, Para Zonas con mucha pendiente

Para el caso estudiado se tomará el valor de $G=1.1$ por presentar un terreno con pendiente regular.

$$G = 1$$

a.4) Índice o factor de uso, por importancia (U)

$U = 1.5$, Índice por importancia en edificio en general

$$U = 1.5$$

a) Cálculo del Índice Iso para Japón basado en el método Hirosawa.

Se sabe que:

$$Iso(Japón) = Eso * Z * G * U$$

$$Iso(Japón) = 1.08$$

b) Cálculo del Índice Iso para Perú basado en el método Hirosawa.

$$Iso(Perú) = Eso * Z * G * U$$

b.1) Índice de Resistencia Básica Requerida (Eso)

El índice Eso en Perú no se conoce por lo que se tuvo que determinar.

b.2) Factor de zona (Z)

$Z = 0.10 \leq Z \leq 0.45$, tomaremos el valor medio inferior igual a 0.25 porque la muestra analizada está en la zona de media a baja peligrosidad sísmica.

$$Z = 0.25$$

b.3) Índice de suelo por condiciones topográficas (G)

- $G = 1.0$, Cuando no hay mucha pendiente.

- $G = 1.1$, Para Zonas con mucha pendiente

Para el caso estudiado se tomará el valor de $G=1$ por presentar un terreno con pendiente regular.

$$G = 1$$

b.4) Índice o factor de uso, por importancia (U)

$U = 1.5$, Índice por importancia para edificaciones esenciales (Instituciones Educativas).

$$U = 1.5$$

Luego:

$$Iso(Perú) = Eso * Z * G$$

$$* U$$

$$Iso Perú = Eso * 0.25 * 1.0 * 1.5 = 0.375 * EsoPerú$$

$$Iso Perú = 0.375 * EsoPerú$$

c) Cálculo de los espectros de pseudoaceleraciones según Norma Sísmica japonesa

Cálculo de Espectro de Pseudoaceleraciones:

$$Sa = Z * Rt * Ai * Co * g$$

c.1) Zonificación (Z), según Norma japonesa.

Índice de Zona	Z
$0.7 \leq Z \leq 1.0$	0.9

d) Cálculo de los espectros de pseudoaceleraciones según Norma Sísmica Peruana

Cálculo de espectro de pseudoaceleraciones:

$$Sa = \frac{Z * U * C * S * g}{R}$$

d.1) Zonificación, según E.030 (Z)

Zona	Z2
Z	0.25

d.2) Parámetros de Sitio (S)

Zona	Z2
S	1
Tp (S)	1
TI (S)	1.6

d.3) Categoría del Edificio (U)

Categoría	Esencial
U	1.5

d.4) Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas (R)

Sistema Estructural	Pórticos
Ro	8

d.5) Restricciones de Irregularidades:

No se permiten Irregularidades en altura y en planta (Ia, Ip).

d.6) Cálculo del Periodo de vibración (T)

Ct	35	
ht	10.7	m
T	0.31	seg
C	2.5	

Entonces

Espectro de Pseudoaceleraciones:

$$Sa = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

$$Sa = 0.12 \text{ g}$$

e) Comparación entre norma peruana y japonesa

Igualando:

$$\frac{Iso \text{ Perú}}{Iso \text{ Japón}} = \frac{Sa \text{ Perú}}{Sa \text{ Japón}}$$

$$\frac{Iso \text{ Perú}}{Iso \text{ Japón}} = \frac{Sa \text{ Perú}}{Sa \text{ Japón}} = \frac{0.12}{0.18} = 0.65$$

Entonces, obtenemos el índice de resistencia básica requerida (Eso), con la relación calculada:

$$\frac{Iso \text{ Perú}}{Iso \text{ Japón}} = \frac{0.4125 * Eso \text{ Perú}}{0.792} = 0.65 \quad Eso \text{ Perú} = 1.25$$

Finalmente

$$Iso(\text{Perú}) = Eso * Z * G * U$$

$$Iso \text{ Perú} = Eso * 0.25 * 1.0 * 1.5 = 0.4125 * Eso \text{ Perú}$$

$$Iso(\text{Perú}) = 1.485$$

Tabla 12. Comparación entre los Índices de vulnerabilidad y juicio estructural Institución educativa San Juan.

DIRECCIÓN	PISO	Is	Iso	Estado
X -X	2°	10.97	2.53	NO VULNERABLE
X -X	1°	4.07	2.53	NO VULNERABLE

En la presente tabla se observa que el índice de vulnerabilidad es de 4.07 en el primer piso, y de 10.97 en el segundo piso, y el índice de juicio estructural en ambos pisos es de 2.53, por lo que de acuerdo al método de Hirosawa el Is, es mayor al Iso, por lo tanto la estructura es No Vulnerable.

C. MÉTODO FEMA 154, INSTITUCIÓN EDUCATIVA ABEL CARBAJAL PÉREZ CHOTA 2021.

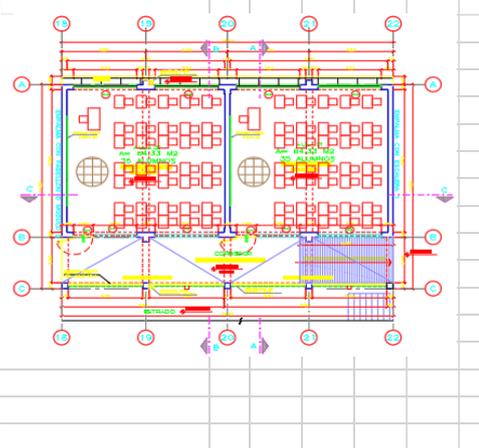
Figura 17: Resultado de la evaluación utilizando el método FEMA 154

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA SEGÚN EL MÉTODO FEMA 154															
TESIS:	VULNERABILIDAD SÍSMICA EN INSTITUCIONES EDUCATIVAS EMPLEANDO DIFERENTES														
ING:	DONALD GORKI COLLANTES DELGADO														
UBICACIÓN:	CHOTA CAJAMARCA														
EDIFICACIÓN:	I.E. ABEL CARBAJAL PÉREZ - CIUDAD DE CHOTA														
MÓDULO EV:	A														
<p>Vista en planta</p>								NOMBRE DEL EDIFICIO: Abel Carbajal Pérez Módulo A Dirección: Jr. Gregorio Malca N° 376 - Chota Zona sísmica : 3 Número de Pisos: 3 Año de construcción: 1982 Inspector: Donald Gorki Collantes Delgado Área Total de Piso:							
<p>Vista en elevación</p>															
OCUPACIÓN				TIPO DE SUELO						ELEMENTO DE RIESGO DE CAER					
Sala pública	Gobiern N° de personas			A	B	C	D	E	F						
Oficina	Comerc	0-10	11-100	Roca dura	Roca común	Suelo denso	Suelo rígido	suelo blando	Suelo pobre						
Histórico	Residen	101-1000								Otros: Eq. Médico, comp					
Industrial	Colegio	1000+													
Serv. Emergencia															
TIPO DE EDIFICIO	W1	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM
			MRF	BR	LM	RC	URM				URM				
						SW	INF	MRF	SW	INF	TU		FD	RD	
PUNTAJE BÁSICO	7.4	4.8	4.6	4.8	5	4.4	4.8	4.4	4.8	4.4	4.4	4.6	4.8	4.6	4.6
ALTURA MEDIANA	N/A	N/A	0.2	0.4	N/A	0.2	-0.2	0.4	-0.2	-0.4	N/A	-0.2	-0.4	-0.2	-0.6
ALTURA ALTA	N/A	N/A	1	1	N/A	1	1.2	1	0	-0.4	N/A	-0.2	N/A	0	N/A
IRREGULARIDAD V	-4	-3	-2	-2	N/A	-2	-2	-1.5	-2	-2	N/A	-1.5	-2	-1.5	-1.5
IRREGULARIDAD EN PLA	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8
PRECÓDIGO	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Post- Benchmark	0	0.2	0.4	0.6	N/A	0.6	N/A	0.6	0.4	N/A	0.2	N/A	0.2	0.4	0.4
Suelo Tipo C	-0.4	-0.4	-0.8	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.6	-0.4	-0.4	-0.4	-0.2	-0.4	-0.2	-0.4
Suelo Tipo D	-1	-0.8	-1.4	-1.2	-1	-1.4	-0.8	-1.4	-0.8	-0.8	-0.8	-1	-0.8	-0.8	-0.8
Suelo Tipo E	-1.8	-2	-2	-2	-2	-2.2	-2	-2	-2	-2	-1.8	-2	-1.4	-1.6	-1.4
Puntaje final S								2.8							
COMENTARIOS											REQUIERE EVALUACIÓN SI NO				

Según el método FEMA 154, el puntaje final obtenido para la edificación es de S=2.8. De acuerdo con este método, para una puntuación final S, hay una probabilidad de 1 en 10S de que el edificio colapse bajo acción sísmica. En este caso, con una puntuación final de S=2.8, la probabilidad de colapso es de 1 en 933.33

D. MÉTODO FEMA 154, INSTITUCIÓN SAN JUAN CHOTA, 2021.

Figura 18: Resultado de Evaluación por Método FEMA 154, Institución educativa San Juan Chota.

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA SEGÚN EL MÉTODO FEMA 154															
ING:		DONALD GORKI COLLANTES DELGADO													
UBICACIÓN:		AV. INCA GARCILAZO DE LAVEGA													
EDIFICACIÓN EVALU.		I.E. SAN JUAN													
MÓDULO EVALUADO		D													
								NOMBRE DEL EDIFICIO:							
								Dirección: Av. Inca Garcilazo de la Vega Zona sísmica : 3 Número de Pisos: 2 Año de construcción: 2012 Inspector: Donald Gorki Collantes delgad Área Total de Piso: 176							
															
OCUPACIÓN				TIPO DE SUELO						ELEMENTO DE RIESGO DE CAER					
Sala pública	Gobie N° de perso	A	B	C	D	E	F	Chime Parapetos Reforzamiento							
Oficina	Come 0-10 11-10	Roca	Roc	Suel	Suel	suelo	Suel	Otros: Eq. Médico, comp							
Histórico	Reside 101-1000	dura	a	o	o	blan	o								
Industrial	Coleg 1000+														
Serv. Emergencia															
TIPO DE EDIFICIO	W1	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM
			MRF	BR	LM	RC	URM				URM			FD	RD
						SW	INF	MRF	SW	INF	TU				
PUNTAJE BÁSICO	7.4	4.8	4.6	4.8	5	4.4	4.8	4.4	4.8	4.4	4.4	4.6	4.8	4.6	4.6
ALTURA MEDIANA	N/A	N/A	0.2	0.4	N/A	0.2	-0.2	0.4	-0.2	-0.4	N/A	-0.2	-0	-0.2	-0.6
ALTURA ALTA	N/A	N/A	1	1	N/A	1	1.2	1	0	-0.4	N/A	-0.2	N/A	0	N/A
IRREGULARIDAD VERTICA	-4	-3	-2	-2	N/A	-2	-2	-1.5	-2	-2	N/A	-1.5	-2	-1.5	-1.5
IRREGULARIDAD EN PLAN	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-1	-0.8
PRECÓDIGO	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Post- Benchmark	0	0.2	0.4	0.6	N/A	0.6	N/A	0.6	0.4	N/A	0.2	N/A	0.2	0.4	0.4
Suelo Tipo C	-0.4	-0.4	-0.8	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.6	-0.4	-0.4	-0.4	-0.2	-0	-0.2	-0.4
Suelo Tipo D	-1	-0.8	-1.4	-1.2	-1	-1.4	-0.8	-1.4	-0.8	-0.8	-0.8	-1	-1	-0.8	-0.8
Suelo Tipo E	-1.8	-2	-2	-2	-2	-2.2	-2	-2	-2	-2	-1.8	-2	-1	-1.6	-1.4
Puntaje final S															
COMENTARIOS										QUIERE EVALUACIÓ SI NO X					

Según el método FEMA 154, el puntaje final obtenido para la edificación es de S=4. De acuerdo con este método, para una puntuación final S, hay una probabilidad de 1 en 10S

de que el edificio colapse bajo acción sísmica. En este caso, con una puntuación final de $S=4$, la probabilidad de colapso es de 1 en 1333.33.

El método establece que una puntuación mayor a 2 indica un desempeño aceptable de la edificación bajo una acción sísmica. Por lo tanto, con una puntuación de $S=4$, la edificación se considera aceptable en términos de resistencia sísmica según el método FEMA 154, por lo que no sería necesario realizar un análisis más detallado de acuerdo con este método.

E. MÉTODO BENEDETI PETRINI, INSTITUCIÓN EDUCATIVA ABEL CARVAJAL PÉREZ, CHOTA 2021.

Descripción General de los Pabellones en Evaluación

C.1. Sistema Estructural:

El pabellón en evaluación cuenta con un sistema de estructuración de pórticos, debido a que cuenta con columnas de 0.25 m por 0.40m.

C.1. Alfeizer y parapeto.

En la dirección más larga se encuentran alféizares de ventana altos ($h=1,50$ m) que no están aislados de la estructura. Todos los alféizares son de hormigón. Los parapetos de los balcones están situados junto a las vigas. Todos los parapetos son de hormigón.

C.1. Losa Aligerada

El pabellón está formado por losa aligerada de 0,20 m en todos sus niveles, y en el tiene una cobertura de calamina con vigas de madera.

1. Evaluación de los Parámetros del índice de Vulnerabilidad

A) Pabellón:

Figura 19: Pabellón de la I.E. Abel Carbajal Pérez.



Fuente: Elaboración propia

2. Organización del sistema resistente.

Desde su inauguración en 1992, el colegio Abel Carbajal Pérez no se construyó de acuerdo con la norma sismorresistente más reciente. En consecuencia, tiene una calificación B.

3. Calidad del Sistema Resistente

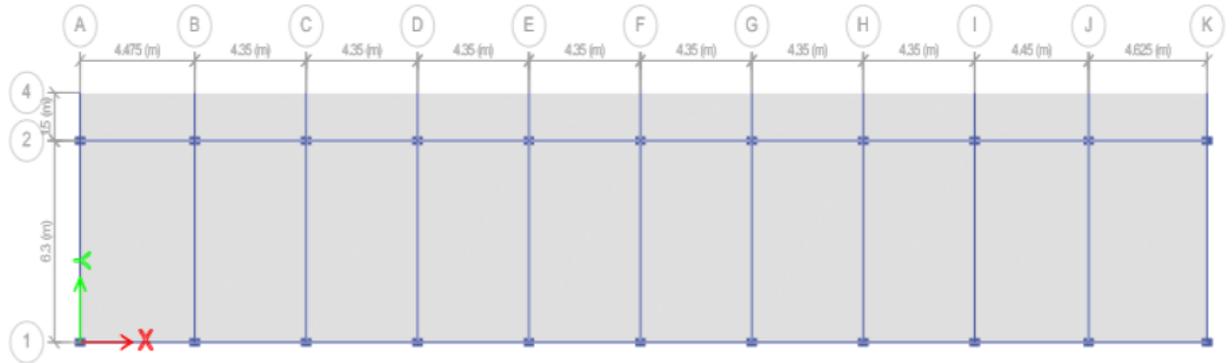
Figura 20: Pabellón – Segundo Nivel de la I.E. Abel Carbajal Pérez.



Se considera que la construcción tiene una calidad de albañilería regular debido a su antigüedad y estado de servicio. Además, se ha comprobado la verticalidad del muro con un nivel de mano, y la junta del motorista tiene un grosor aproximado de 1,5. Sin embargo, debido a su antigüedad, se considera que su estado de conservación es regular, lo que le otorga una calificación C.

4. Resistencia Convencional

Figura N° 21: Planta – Pabellón A –Primer Nivel de la I.E. Abel Carbajal Pérez.



Fuente: Elaboración propia

El pabellón está formando por un solo bloque.

Tabla 13: Datos iniciales para la resistencia convencional.

N: Número de pisos	3
At: área total cubierta	352
Ax: área total resistente del muro x (tabla 15)	17.6
Ay: área total resistente del muro y (tabla 15)	21.45
tk: Resistencia a cortante característica del tipo de mampostería en ton/m2.	18
h: altura de entrepiso (m)	2.7
Pm: peso específico de la mampostería ton/m3 (E.020)	1.8
Ps: peso por unidad de área del diafragma ton/m2 (E.020)	0.4

Para determinar el espesor de un muro de concreto armado, se considera la siguiente expresión (San Bartolomé, 1994).

$$t = tc * \left(\frac{Ec}{Em} \right)$$

Donde:

Tabla 14: Datos iniciales para el área resistente

DATOS	VALORES
F'c: kg/cm2	175
F'm: (E070) kg-cm2	55
Ec: módulo de elasticidad del concreto	217370.65

Em. módulo de elasticidad de la albañilería.	27500
N: Relación modular.	7.9

Fuente: Elaboración propia

Tabla 15: Área total resistente en la dirección x e y

MURO	L	t	Lt	MURO	L	t	Lt
X1	4.475	0.40	1.79	Y1	7.8	0.25	1.95
X2	4.35	0.40	1.74	Y2	7.8	0.25	1.95
X3	4.35	0.40	1.74	Y3	7.8	0.25	1.95
X4	4.35	0.40	1.74	Y4	7.8	0.25	1.95
X5	4.35	0.40	1.74	Y5	7.8	0.25	1.95
X6	4.35	0.40	1.74	Y6	7.8	0.25	1.95
X7	4.35	0.40	1.74	Y7	7.8	0.25	1.95
X8	4.35	0.40	1.74	Y8	7.8	0.25	1.95
X9	4.45	0.40	1.78		7.8	0.25	1.95
X10	4.625	0.40	1.85		7.8	0.25	1.95
					7.8	0.25	1.95
		Ax=	17.6			Ay=	21.45

Fuente: Elaboración propia

Tabla 16: Resistencia Convencional.

A	B	a0	Y	q	C	C'	α
17.6	21.45	0.06	1.22	0.94	4.8	0.35	13.72

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar que la densidad de los muros en la dirección Y es mayor que en la dirección X, por lo que los antepechos se incluyen en el análisis porque soportan la estructura al no existir juntas de dilatación. Según la estimación de parámetros, el valor de α está en el rango de 13, lo que corresponde una calificación A.

5. Posición del Edificio y Cimentación

Figura N° 22: Pabellón – Vista de la pendiente de la calle adyacente a la I.E. Abel Carbajal Pérez.



Se puede observar una ligera pendiente en la dirección transversal. Por lo tanto, cumple con la segunda condición del parámetro **CALIFICACIÓN: B**

6. Diafragmas Horizontales

Figura N° 23: Pabellón - Tercer Nivel de la I.E. Abel Carbajal Pérez.

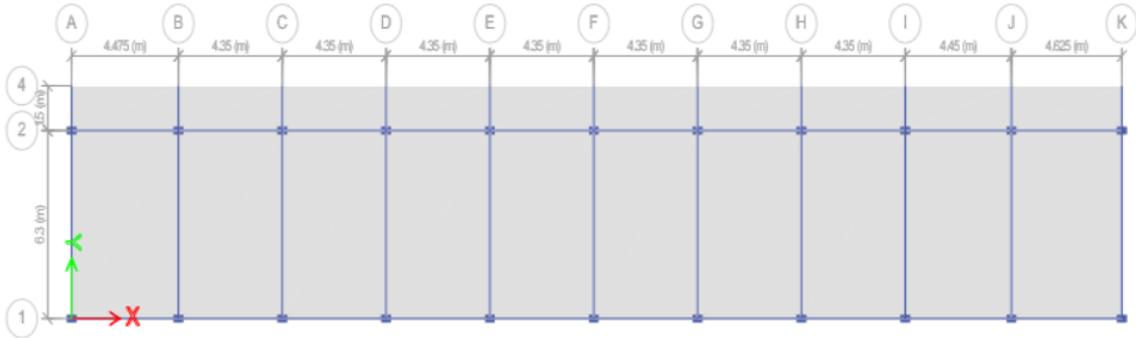


Evaluación:

Los diafragmas del primer, segundo y tercer piso cumplen los tres criterios de este parámetro. No hay superficie irregular y la deformabilidad del diafragma es insignificante, pero no se cumple la tercera condición, por lo que la calificación es B.

7. Configuración en Planta

Figura 24: Planta – Pabellón –Primer Nivel de la I.E. Abel Carbajal Pérez.



Fuente: Elaboración propia

Tabla 17: Configuración en Planta

CONFIGURACIÓN EN PLANTA	VALOR (m)
Ancho de la Edificación	8
Largo de la Edificación	44
Longitud de recorte de la edificación	0
$\beta 1$	0.19

El valor determinado a partir de la relación ancho-largo del edificio es 0,19, por lo que se encuentra en el cuarto rango del parámetro, lo que corresponde a una calificación de

8. Configuración en Elevación

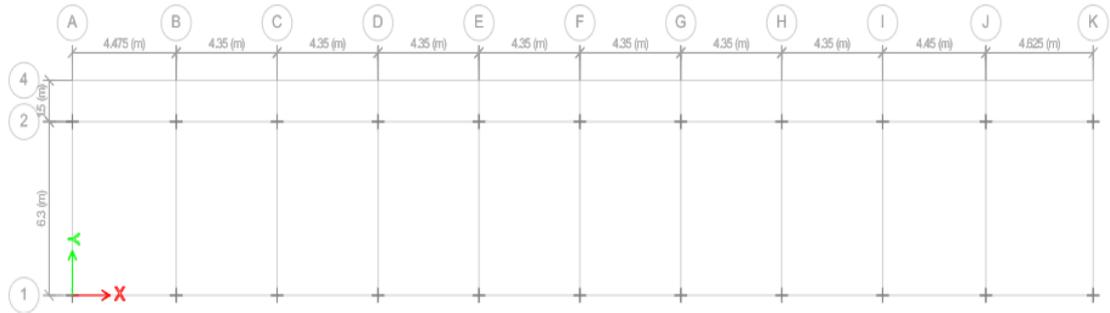
Si no existen salientes o torretas dentro del pabellón, sólo se evalúan los cambios de superficie entre el primer y segundo piso. Dado que el segundo piso es un balcón, el peso no es un problema, por lo que tampoco se consideran las variaciones de masa.

- A. Estructura con $-\Delta MM < 10\%$
- B. Estructura con una superficie de porche menor al 10% o con $10\% \leq -\Delta MM < 20\%$

C. Estructura con una superficie de porche entre 10% y 20% o con $-\Delta MM > 20\%$ o $T/H < 2/3$

D. Estructura con una superficie de porche mayor al 20% o con $\Delta MM > 0$ o con $T/H > 2/3$

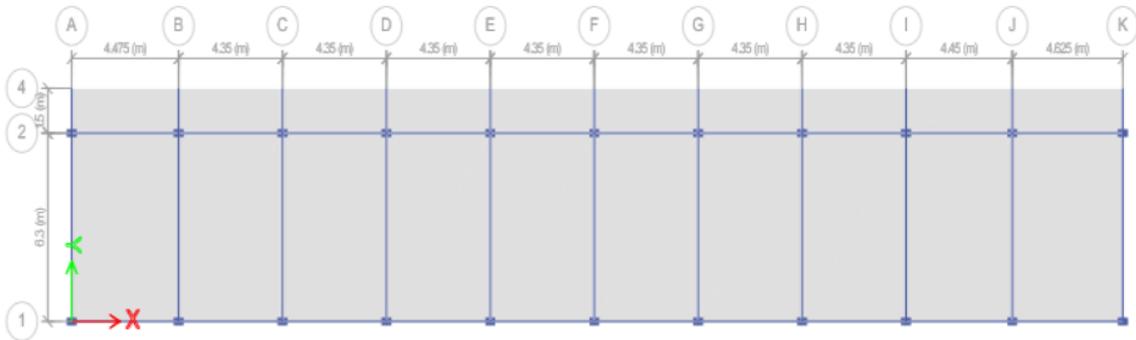
Figura 25: Planta – Pabellón A –Primer Nivel – Bloque I de la I.E. Abel Carbajal Pérez.



Fuente: Elaboración propia

Área Total (m2)	264
-----------------	-----

Figura 26: Planta – Pabellón A – Segundo Nivel-Bloque I de la I.E. Abel Carbajal Pérez.



Fuente: Elaboración propia

Área Total (m2)	352
-----------------	-----

Tabla 18: Configuración en Planta segundo nivel

DESCRIPCIÓN	VALOR
Área Primer Nivel (A1)	244
Área Segundo Nivel (A2)	352
Variación de Áreas (ΔA)	88
ΔAA	25.00 %

Fuente: Elaboración propia

Evaluación:

Es claro que el valor determinado al evaluar el vástago en la condición 4 es mayor al 20%, por lo que la evaluación corresponde a D.

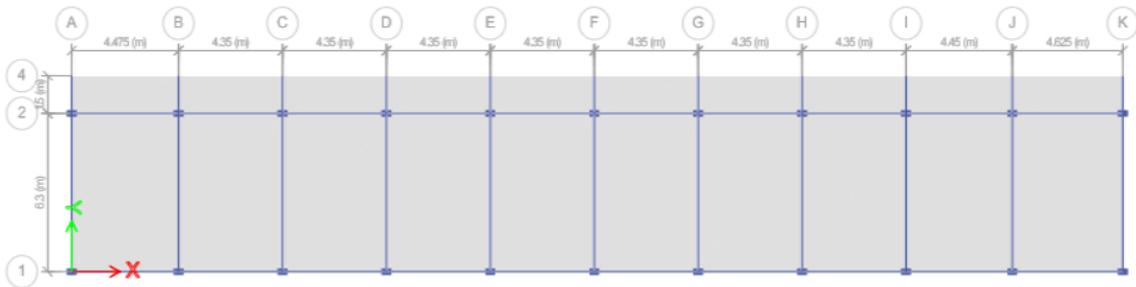
9. Separación máxima entre muros.

Para la evaluación de este parámetro, se debe considerar lo siguiente:

L: Espaciamiento máximo entre muros transversales

S: Espesor del muro

Figura 27: Planta – Pabellón – Primer Nivel de la I.E. Abel Carbajal Pérez.



Fuente: Elaboración propia

$$L/S=4.25/0.23=18.5$$

Evaluación:

Se puede observar que la relación L/S obtenida se encuentra en la cuarta condición, por lo tanto le corresponde una calificación de: **C**.

10. Tipos de Cubierta

Figura 28: Pabellón A - Tercer Nivel de la I.E. Abel Carbajal Pérez.



Fuente: Elaboración propia

El tejado está soportado por vigas de hormigón, como puede verse. Los tres primeros requisitos de este criterio no se cumplen porque toda la cubierta está situada en la tercera planta del pabellón, lo que da lugar a una calificación D.

11. Elementos No Estructurales

Figura 29: Pabellón A - Tercer Nivel de la I.E. Abel Carbajal Pérez.



Fuente: Elaboración propia

El edificio no tiene cornisa, pero sí parapetos en el segundo y tercer piso. La presencia de marcos de ventanas que no estén aislados de la estructura puede resultar peligrosa por falta de arriostramiento. Además el edificio cuenta con balcón principal, el cual corresponde a la siguiente calificación: B

11. Estado de Conservación:

Figura 30: Pabellón A – Primer Nivel – Parte lateral de la I.E. Abel Carbajal Pérez.



Fuente: Elaboración propia

La mayoría de los muros de mampostería están en buen estado.

Las paredes del primer y tercer piso, que se muestran en la foto, son las más deterioradas. Por lo tanto, se le asignó la calificación de C.

C.1. DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

Tabla 19: Índice de vulnerabilidad del pabellón A de la I.E. Abel Carbajal Pérez.

Parámetros	Clase Ki				Peso WI	KwI
	A	B	C	D		
1. Organización del Sistema Resistente		5			1	5
2. Calidad del Sistema Resistente			25		0.25	6.25
3. Resistencia Convencional	0				1.5	0
4. Posición del Edificio y Cimentación			25		0.75	18.75
5. Diafragmas Horizontales		5			1	5
6. Configuración en Planta				45	0.5	22.5
7. Configuración en Elevación				45	1	45
8. Distancia máxima entre los muros			25		0.25	6.25
9. Tipo de Cubierta				45	1	45
10. Elementos no estructurales		5			0.25	1.25
11. Estado de conservación			25		1	25
ÍNDICE DE VULNERABILIDAD						180

Fuente: Elaboración propia

C.2. GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA

La Tabla 20 debe ser considerada para cada pabellón analizado con el fin de comprender el índice de vulnerabilidad (Iv) derivado de la evaluación de los 11 parámetros.

Tabla 20: Grado de vulnerabilidad de los pabellones a de la I.E Abel Carbajal Pérez Chota.

PABELLÓN	GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA
A	Media – baja (95.63 hasta 191.30)

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a los resultados observados por este método de Benedeti Petrini se observa que el grado de Vulnerabilidad sísmica es de media – baja con un puntaje de 180, el cual se encuentra dentro de los puntajes de 95.63 a 191.30.

F. MÉTODO DE BENEDETI PETRINI INSTITUCIÓN EDUCATIVA SAN JUAN.

Sistema Estructural:

El pabellón en evaluación cuenta con el sistema de estructuración de pórticos. La dirección más larga está formada por columnas, además presentan juntas sísmicas de 2.5 cm de espesor.

Alfeizer y parapeto.

Los altos alféizares de las ventanas ($h=1,50$ m) en la dirección más larga están separados del edificio por juntas sísmicas de 2,5 cm de grosor. Cada alféizar está compuesto de hormigón. No tiene parapetos.

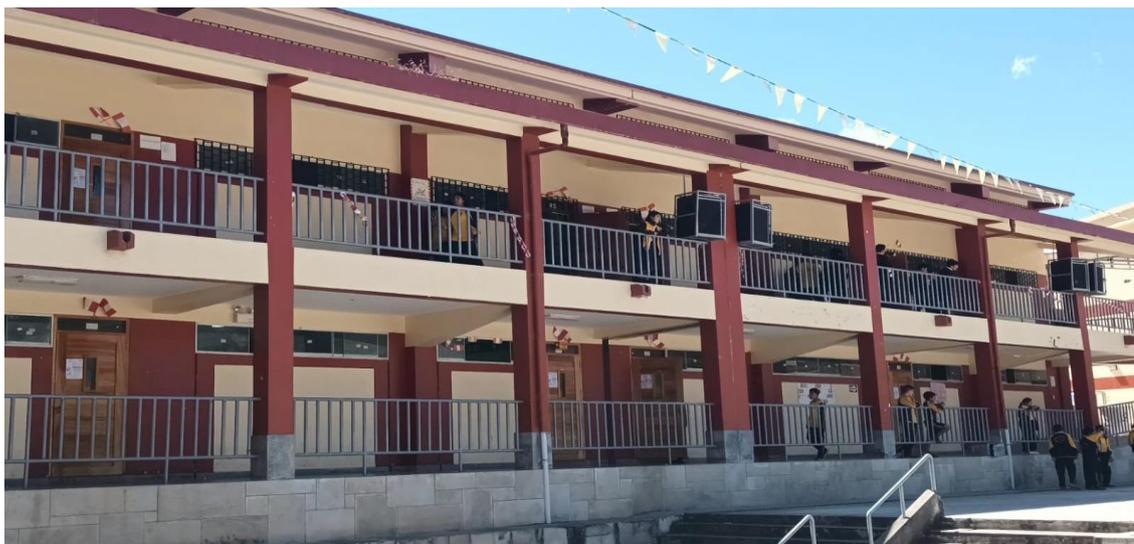
Losa Aligerada

El pabellon está formados por losas aligeradas de 0,20 m en sus dos niveles.

F.1. Evaluación de los Parámetros del índice de Vulnerabilidad

A) Pabellón D:

Figura 31: Pabellón de la I.E. Emblemática San Juan



Fuente: Elaboración propia

1. Organización del Sistema Resistente

Condiciones que debe cumplir la edificación:

- A. Edificio construido con las recomendaciones de la norma sismorresistente
- B. Edificio que presenta, en todas las plantas, conexiones realizadas mediante vigas de amarre en los muros
- C. Edificio que, por no presentar vigas de amarre en todas las plantas, está constituido únicamente por paredes ortogonales bien ligadas
- D: Edificio con paredes ortogonales no ligadas.

El colegio San Juan ha sido construido según los estándares sísmicos actuales desde que abrió el centro educativo en 2015. También puedes ver la viga de anclaje en la foto. Entonces las calificaciones son:A

2. Calidad del sistema resistente

Deberán cumplirse las siguientes condiciones:

R:Los sistemas de resistencia de la edificación tienen tres características:

- Pieza de dimensiones constantes en toda la longitud de un muro de mampostería de buena calidad y de ladrillo homogéneo.

– Existe verticalidad entre unidades de mampostería.

– Mortero de alta calidad con la mayoría de adhesivos de 1,0-1,5 cm de espesor.

B:El sistema elástico del edificio no tiene propiedades de Clase A.

C:El sistema elástico de la construcción no tiene dos propiedades de clase A

D:El sistema elástico de la construcción no tiene ninguna de las propiedades de clase A

Figura 32: Pabellón D– Vista Posterior de la I.E. Emblemática San Juan



Evaluación: Debido a su reciente construcción y estado de funcionamiento, la estructura se considera de alta calidad. Además, al comprobar la verticalidad del muro a nivel de la mano, el espesor de las juntas de mortero fue de aproximadamente 1,5. Por tanto, la calificación es A

3. Resistencia Convencional

La evaluación de este parámetro está en función de la siguiente expresión:

$$C = \frac{a_0 \cdot t_k}{q \cdot N} \sqrt{1 + \frac{q \cdot N}{1.5 \cdot a_0 t_k \cdot (1 + \gamma)}}$$

$$q = \frac{(A+B) \cdot h}{A_t} \cdot P_m + P_s$$

$$\alpha = \frac{C}{C'}$$

Donde:

N: Número de Pisos

t_k : Resistencia a cortante del muro de mampostería

A_T : Área total cubierta en planta (m²)

A_x : Área total resistente de los muros en la dirección x (m²)

A_y : Área total resistente de los muros en la dirección y (m²)

h: Altura promedio de entrepisos (m)

P_m : Peso Específico de la mampostería (T/m³)

P_s : Peso por unidad de área del diafragma (T/m²)

$A = \min [A_x; A_y]$

$B = \max [A_x; A_y]$

$$a_0 = \frac{A}{A_T}$$

$$\gamma = \frac{B}{A}$$

La calificación de α depende de:

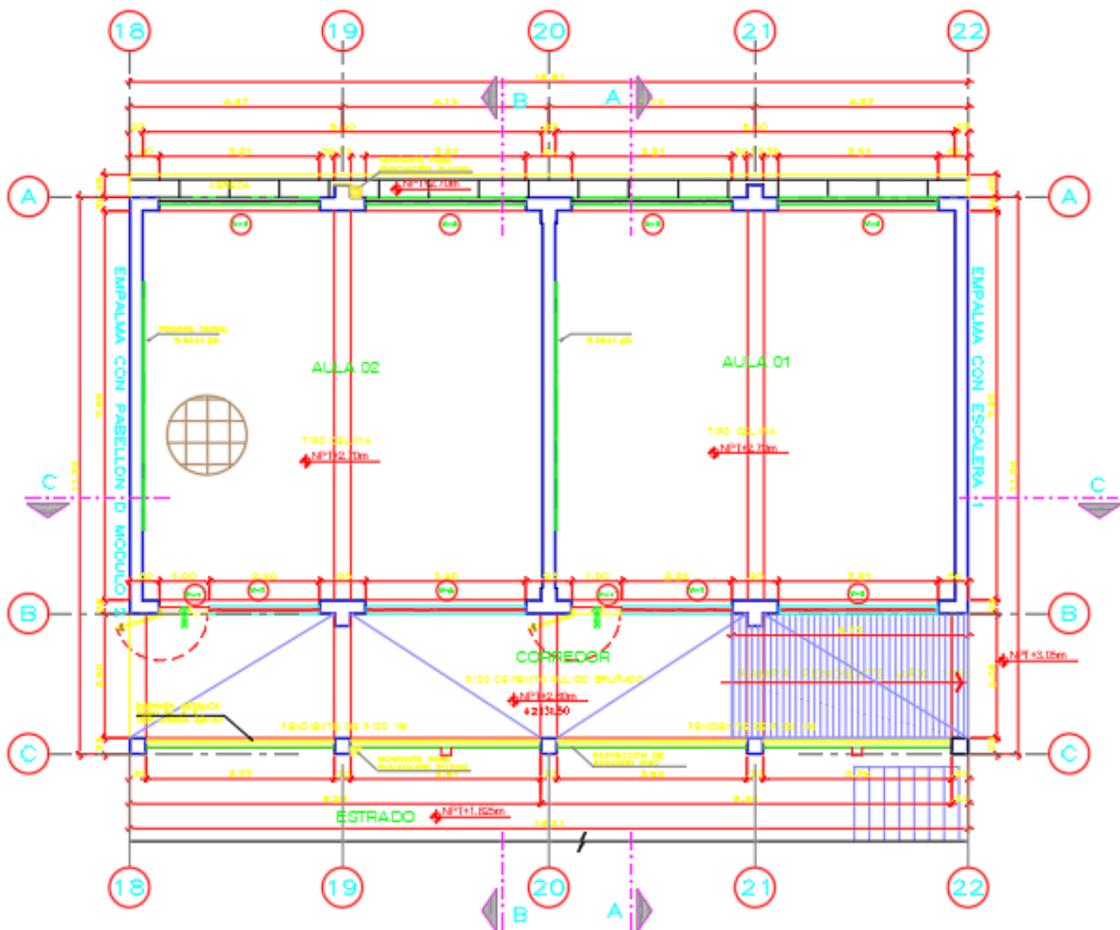
A. La estructura con valores $\alpha \geq 1$

B. La estructura con valores en el rango $0.6 \leq \alpha \leq 1$

C. La estructura con valores en el rango $0.4 \leq \alpha < 0.6$.

D. Estructura con valor de $\alpha < 0.4$.

Figura 33. Planta – Pabellón D –Primer Nivel de la I.E. Emblemática San Juan.



Fuente: Elaboración propia

El pabellón D está formando por dos bloques, separados por una junta de 5cm.

Tabla 21: Datos iniciales para la resistencia convencional de la I.E. San Juan.

N: Número de pisos	2
At: área total cubierta	128
Ax: área total resistente del muro x (tabla 23)	15.183
Ay: área total resistente del muro y (tabla 23)	5.285
tk: Resistencia a cortante característica del tipo de mampostería en ton/m ² (tabla 22)	18
h: altura de entrepiso (m)	3
Pm: peso específico de la mampostería ton/m ³ (E.020)	1.8
Ps: Peso por unidad de área del diafragma ton/m ² (E.020)	0.4

Para determinar el espesor de un muro de concreto armado, se considera la siguiente expresión (San Bartolomé, 1994)

$$t = tc * \left(\frac{Ec}{Em}\right)$$

Donde:

Tabla 22: Datos iniciales para el área resistente de la I.E. San Juan.

DATOS	VALORES
f'c-kg/cm2	210
f'm (E.070) - kg/cm2	55
Ec: módulo de elasticidad del concreto	217370.65
Em: módulo de elasticidad de la albañilería	27500
n: relación modular	7.9

Fuente: Elaboración propia

Tabla 23: Área total resistente en la dirección X, Y de la I.E. San Juan.

MURO	L	t	Lt	MURO	L	t	Lt
X1	4.27	0.9	3.843	Y1	4.19	0.75	3.1425
X2	4.14	0.9	3.726	Y2	4.19	0.75	3.1425
X3	4.14	0.9	3.726				
X4	4.27	0.9	3.843				
		Ax=	15.183			Ay=	6.285

Fuente: Elaboración propia

Tabla 24: Resistencia Convencional de la I.E. San Juan.

A	B	a0	Y	q	C	C'	α
15.183	6.285	0.03	2.42	2.12	0.04	0.35	0.12

Fuente: Elaboración propia

Evaluación: Se puede observar que la densidad de la pared en la dirección X es mayor que en la dirección Y. El marco de la ventana no contribuye a la estructura debido a las juntas de dilatación y por lo tanto no se considera en el análisis. De acuerdo a la evaluación de parámetros, el valor alfa se encuentra en el rango de 0.12, correspondiente a la siguiente calificación: CLASIFICACIÓN:D

4. Posición del Edificio y Cimentación

La evaluación de este parámetro tiene en cuenta:

- A. Edificaciones construidas sobre terreno estable con pendiente de 10% o menos,
- B. Edificaciones construidas sobre roca con pendiente de 10% a 30% o superior, terreno con pendiente de 10% a 20%.
- C Es un terreno suelto tierra. Edificaciones construidas sobre suelos sueltos con una pendiente del 20% al 30% o suelos rocosos con una pendiente del 30% al 50%.
- D Edificaciones construidas sobre suelos sueltos con pendiente superior al 30% o suelos pedregosos con pendiente superior al 50%.

Figura 34. Posición del edificio y cimentación de la I.E. Emblemática San Juan.



Evaluación: Se puede observar una ligera inclinación tanto vertical como horizontalmente. Además, los estudios de mecánica de suelos realizados muestran que este tipo de suelo está formado por finas partículas arcillosas seguidas de hasta 1,80 de arena limosa debajo de esta arena homogénea, lo que satisface la segunda condición del parámetro.

5. Diafragmas Horizontales

Se deberán tener en cuenta los siguientes puntos:

- A. Edificaciones con cualquier tipo de membrana que cumplan con los requisitos:
 - Sin desniveles ni losas de concreto.

- La deformabilidad de la membrana es insignificante.

- La conexión entre membrana y pared es efectiva.

B. Edificios con una membrana tipo Clase A pero que no cumplen con ninguna de las condiciones anteriores.

C Edificaciones con membranas como Clase A, pero que no cumplen las dos condiciones anteriores

D. Edificaciones con membranas que no cumplen ninguna de las tres condiciones.

Figura 35: Pabellón D - Segundo Nivel de la I.E. Emblemática San Juan.



Evaluación: El tercer nivel del Pabellón D tiene una buena conexión entre la membrana horizontal y las columnas. El primer y segundo piso cumplen tres condiciones para este parámetro. Por tanto, la calificación equivale a A porque no se cumple la primera condición.

6. Configuración en Planta

Para evaluar la geometría en planta, se debe considerar lo siguiente:

$$\beta_1 = a/L \text{ y } \beta_2 = b/L$$

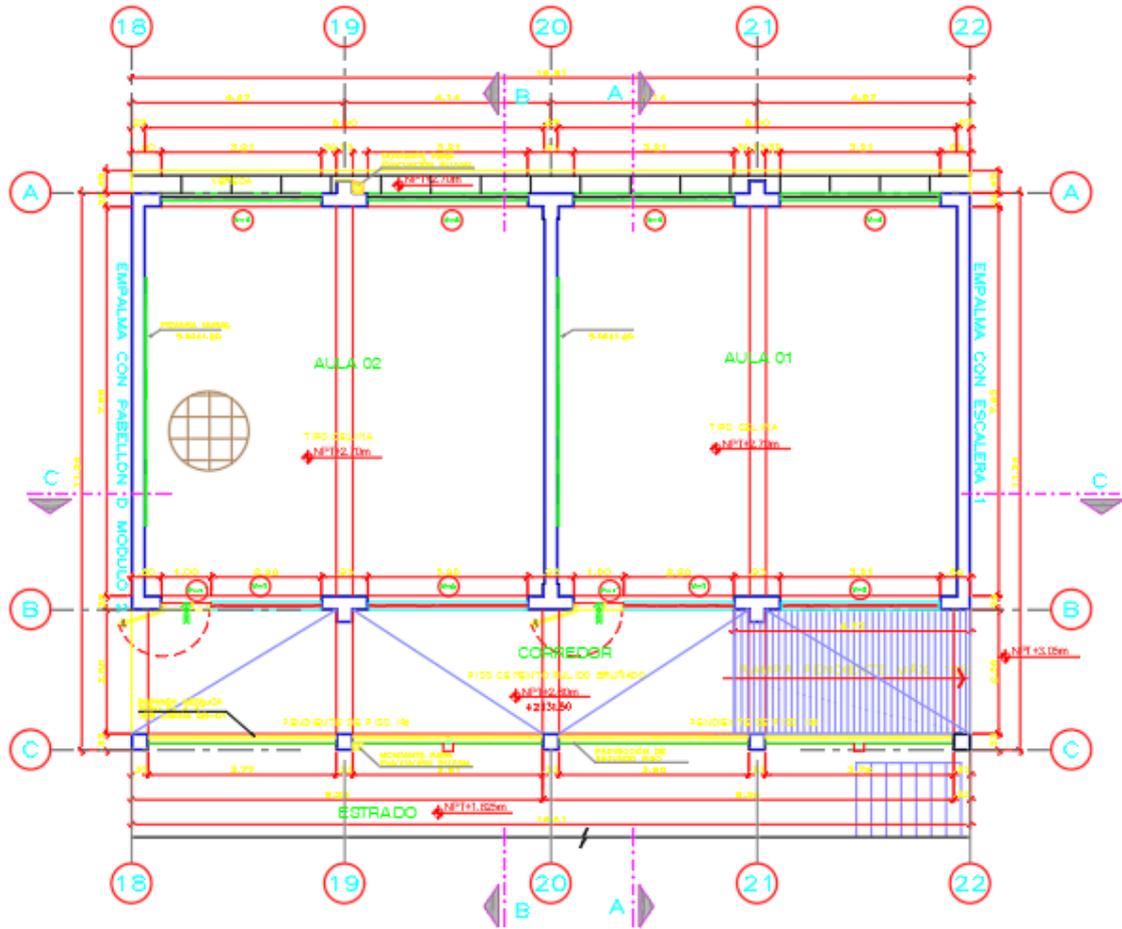
A. Edificio con $\beta_1 \geq 0.8$ ó $\beta_1 \leq 0.1$

B. Edificio con $0.8 > \beta_1 \geq 0.6$ ó $0.1 < \beta_2 \leq 0.2$

C. Edificio con $0.6 > \beta_1 \geq 0.4$ ó $0.2 < \beta_2 \leq 0.3$

D. Edificio con $0.4 > \beta_1$ ó $0.3 < \beta_2$

Figura 36: Planta – Pabellón A –Primer Nivel-Bloque I de la I.E. Emblemática San Juan.



Fuente: Elaboración propia

Tabla 25: Configuración en Planta de la I.E. San Juan.

CONFIGURACIÓN EN PLANTA	VALOR (m)
Ancho de la Edificación	11.24
Largo de la Edificación	16.81
Longitud de recorte de la edificación	0
$\beta 1$	0.66

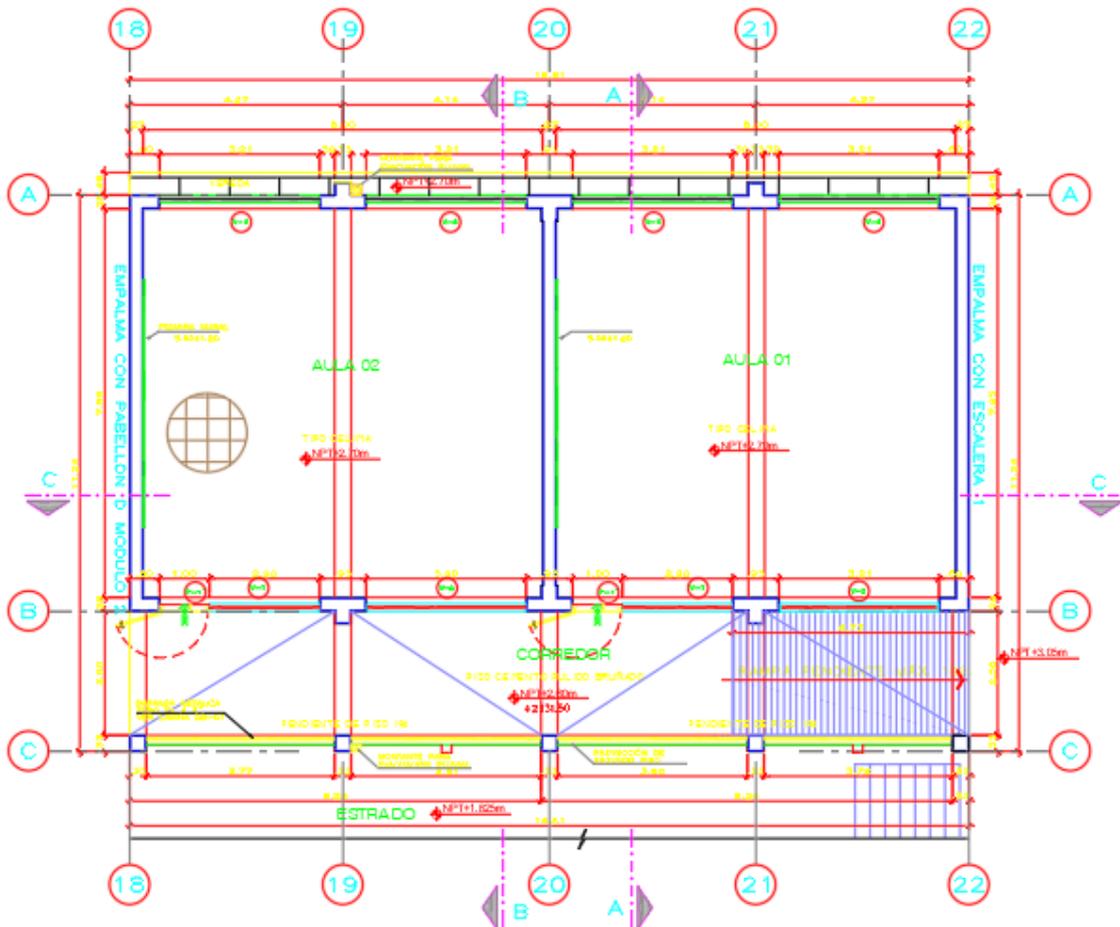
El valor que se obtiene de la relación entre el ancho y largo del edificio es 0.46, el cual se encuentra en el cuarto rango del parámetro y corresponde a la Calificación: B

7. Configuración de altura

El pabellón no tiene repisas ni torres, solo un cambio de superficie entre el primer y segundo piso. Dado que el segundo piso es un balcón, el peso no es un problema, por lo que tampoco se consideran las variaciones de masa.

- A. Estructura con $-\Delta MM < 10 > 20\%$ o $T/H < 2 > 0$ o $T/H > 2/3$
- B. Estructuras con área frontal menor al 10%, o $10\% \leq -\Delta MM < 20 > 20\%$ o $T/H < 2 > 0$ o $T/H > 2/3$.
- C. Estructura con una superficie de porche entre 10% y 20% o con $-\Delta MM > 20\%$ o $T/H < 2/3$
- D. Estructura con una superficie de porche mayor al 20% o con $\Delta MM > 0$ o con $T/H > 2/3$

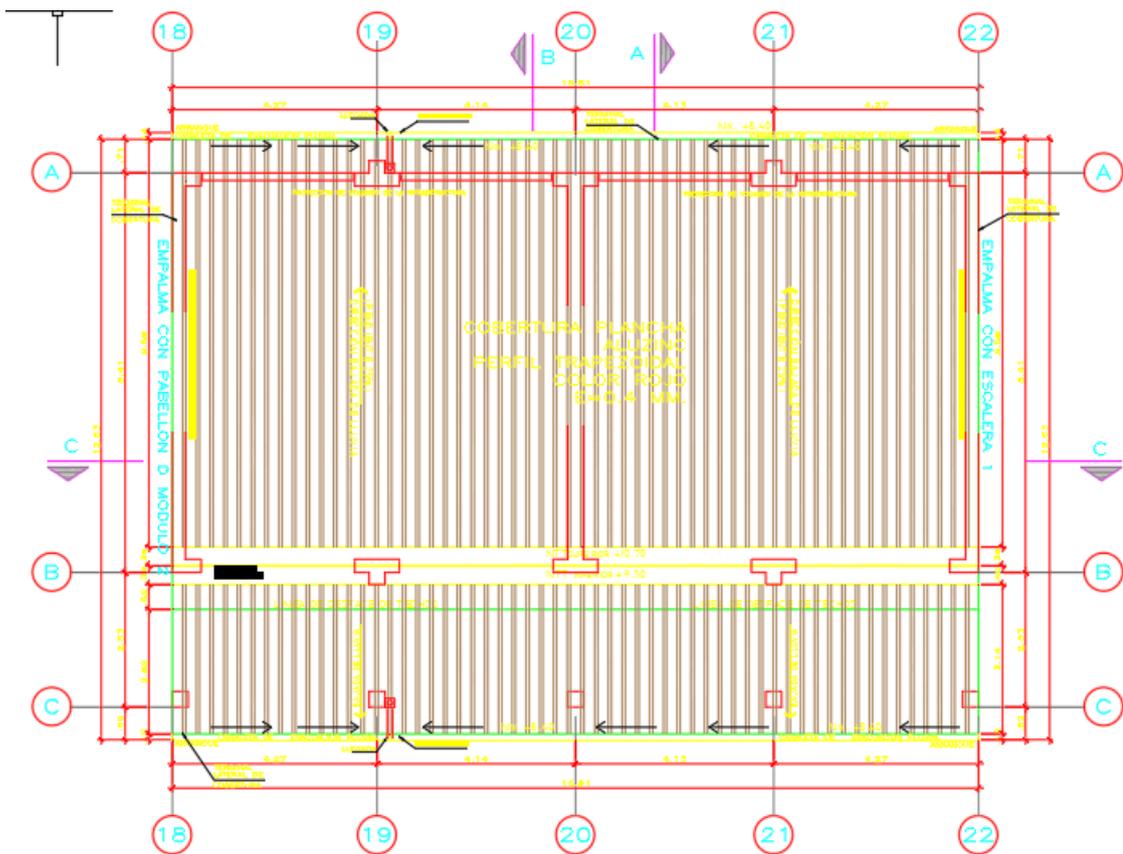
Figura 37: Planta – Pabellón D –Primer Nivel de la I.E. Emblemática San Juan.



Fuente: Elaboración propia.

Área Total (m2)	188.94
-----------------	--------

Figura 38: Planta – Pabellón D – Segundo Nivel-Bloque I de la I.E. Emblemática San Juan.



Fuente: Elaboración propia

Área Total (m ²)	188.94
------------------------------	--------

Tabla 26: Configuración en Planta de la I.E. San Juan, segundo nivel.

DESCRIPCIÓN	VALOR
Área Primer Nivel (A1)	188.94
Área Segundo Nivel (A2)	188.94
Variación de Áreas (ΔA)	0
ΔAA	0 %

Fuente: Elaboración propia

Evaluación: Es evidente que el estado 1 tiene un valor de calificación inferior al 10%.

En consecuencia, la evaluación sería: A

8. La pared más alejada de otra.

Para valorar este parámetro hay que tener en cuenta las siguientes consideraciones:

L: La distancia entre muros transversales que sea mayor.

S: Espesor de la pared.

A. Si $L/S \leq 15$

B. Si $15 < L/S \leq 18$

C. si $18 < L/S \leq 25$

D. si $L/S \geq 25$

Evaluación: Se puede observar que el valor obtenido en la evaluación se encuentra ubicado en la condición 1, menor al 10%, Por lo tanto le corresponde una calificación de: A

8. Separación máxima entre muros.

Para la evaluación de este parámetro, se debe considerar lo siguiente:

L: Espaciamiento máximo entre muros transversales

S: Espesor del muro

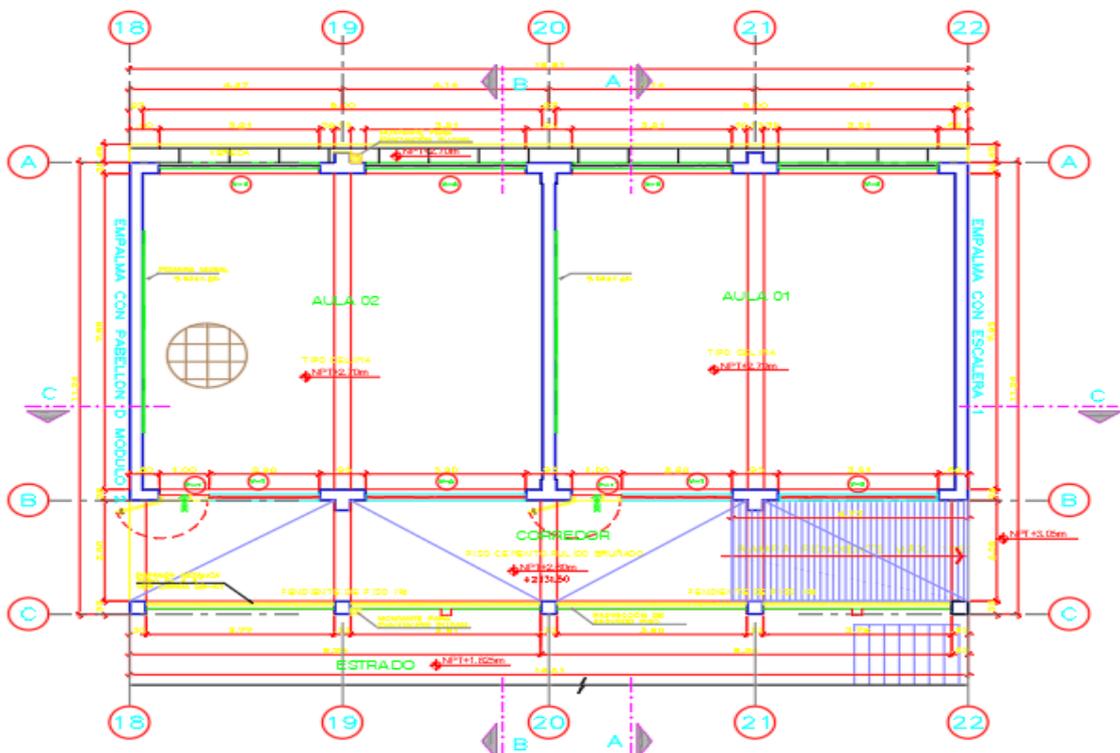
A. si $L/S \leq 15$

B. si $15 < L/S \leq 18$

C. si $18 < L/S \leq 25$

D. si $L/S \geq 25$

Figura 39: Planta – Pabellón D – Primer Nivel- Bloque I de la I.E. Emblemática San Juan.



Fuente: Elaboración propia

$$L/S = 4.14 / 0.3 = 13.8$$

Evaluación: Se puede observar que la relación L/S obtenida se encuentra en la primera condición, por lo tanto le corresponde una calificación de: A

9. Tipos de Cubierta

Consideraremos lo siguiente:

- A. Presencia de cubierta estable con viga cumbre o de soporte. Edificio con cubierta plana.
- B. Presencia de cubierta estable y bien conectada a los paneles de mampostería sin viga de soporte. Edificio de viga provista de viga de soporte.
- C. Presencia de cubierta inestable, pero con viga de soporte.
- D. Presencia de cubierta inestable sin viga de soporte.

Figura 40: Pabellón D - Segundo Nivel de la I.E. Emblemática San Juan.



Fuente: Elaboración propia

Calificación. Se puede observar que el techo está sostenido por vigas de soporte y sujeto a las columnas en la parte superior. Dado que todo el techo metálico está ubicado en el segundo piso del pabellón, cumple las tres primeras condiciones de este parámetro, lo que corresponde a una calificación de A

10. Elementos No Estructurales

Considere:

A/B: Estructuras sin balcones, pasamanos o cornisas. Estructuras con chimeneas que son ligeras y compactas, con cornisas que están firmemente sujetas a los paneles. Estructuras que tienen balcones, que son extensiones de losas que soportan peso.

C. Estructuras que tienen pequeños componentes exteriores que no están bien conectados a la estructura principal.

D. Estructuras con chimeneas u otros componentes exteriores que son vulnerables al colapso durante un terremoto debido a su peso y a su inadecuada fijación a la estructura principal. Edificios con balcones que no están conectados al piso o que se construyen por etapas después de la construcción de la estructura. Por tanto, la conexión de estos elementos con los paneles de mampostería es deficiente.

Figura 41: Pabellón D de la I.E. Emblemática San Juan.



Fuente: Elaboración propia

Evaluación:

La edificación presenta cornisas sin embargo están firmemente ancladas a las vigas, los parapetos del segundo nivel están totalmente anclados a las columnas y el piso, asimismo son de fierro; la presencia de alfeizeres no son peligrosos debido que están arriostrados. Además, la edificación cuenta con la presencia de un balcón principal, lo que le correspondería una calificación de: B

11. Estado de Conservación:

Al evaluar este parámetro se debe considerar lo siguiente:

- A. La mampostería está en buen estado sin daños visibles.
- B. Una pared con grietas de tipo capilar que no se extienden a través de toda la pared.
A menos, claro está, que estas grietas hayan sido causadas por un terremoto.
- C. Muros con fisuras moderadas (2-3 mm de espesor) o fisuras capilares sísmicas.
La estructura se caracteriza por el mediocre estado de conservación de los paneles, aunque no se aprecian grietas.
- D. Muros con propiedades físicas de los materiales de construcción significativamente deterioradas o muros con fisuras de 3 mm o más.

Figura 42: Pabellón D – Primer Nivel – Parte lateral de la I.E. Emblemática San Juan.



Fuente: Elaboración propia

Evaluación:

La mayoría de los muros de mampostería se encuentran en buen estado. No hay daños en las paredes del primer y segundo piso que se muestran en la foto. Por lo tanto, se le asignó una calificación de A

4.2 Determinación del Índice de Vulnerabilidad

Tabla 27: Índice de Vulnerabilidad del Pabellón D de la I.E. Emblemática San Juan.

Parámetros	Clase Ki				Peso WI	KwI
	A	B	C	D		
1. Organización del Sistema Resistente	0				1	0
2. Calidad del Sistema Resistente	0				0.25	0
3. Resistencia Convencional				45	1.50	67.5
4. Posición del Edificio y Cimentación		5			0.75	3.75
5. Diafragmas Horizontales	0				1.00	0
6. Configuración en Planta		5			0.50	2.5
7. Configuración en Elevación	0				1.00	0
8. Distancia máxima entre los muros	0				0.25	0
9. Tipo de Cubierta	0				1.00	0
10. Elementos no estructurales		5			0.25	2.5
11. Estado de conservación	0				1.00	0
ÍNDICE DE VULNERABILIDAD						76.25

Fuente: Elaboración propia

4.3 Grado de Vulnerabilidad Sísmica

Para la interpretación del índice de vulnerabilidad (Iv) obtenido de la evaluación de los 11 parámetros.

Tabla 28: Grado de Vulnerabilidad del Pabellón D de la I.E San Juan

PABELLÓN	GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA
D	Baja (de 0 a 95.63)

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a los resultados observados por este método de Benedetti Petri se observa que el grado de Vulnerabilidad sísmica del pabellón D de la I.E. San Juan es Baja con un puntaje de 76.25, el cual se encuentra dentro de los puntajes de 0 a 95.63.

G. MÉTODO DE PUSHOVER DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA ABEL CARBAJAL PÉREZ, CHOTA 2021.

MODELO EN ETABS.

La estructura de la institución educativa se trabajó teniendo en cuenta lo siguiente:

El concreto utilizado fue el concreto $f'c$ 175 kg/cm². Tal como se observa en la figura.

Figura 43: Datos del concreto de la I.E. Abel Carbajal Pérez.

The screenshot displays the material properties for concrete in ETABS. It is organized into three sections: General Data, Material Weight and Mass, and Mechanical Property Data.

General Data		
Material Name	F'c 175 kg /cm2	
Material Type	Concrete	
Directional Symmetry Type	Isotropic	
Material Display Color	[Green] Change...	
Material Notes	Modify/Show Notes...	

Material Weight and Mass		
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density	
Weight per Unit Volume	2.2	tonf/m ³
Mass per Unit Volume	0.224338	tonf-s ² /m ⁴

Mechanical Property Data		
Modulus of Elasticity, E	1984313.48	tonf/m ²
Poisson's Ratio, U	0.2	
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099	1/C
Shear Modulus, G	826797.28	tonf/m ²

El acero utilizado fue el concreto $f'y$ 4200 kg/cm². Tal como se observa en la figura.

Figura 44: Datos del acero de la I.E. Abel Carbajal Pérez.

The screenshot displays the material properties for rebar in ETABS. It is organized into three sections: General Data, Material Weight and Mass, and Mechanical Property Data.

General Data		
Material Name	F'y 4200 kg/cm2	
Material Type	Rebar	
Directional Symmetry Type	Uniaxial	
Material Display Color	[Yellow] Change...	
Material Notes	Modify/Show Notes...	

Material Weight and Mass		
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density	
Weight per Unit Volume	7.849	tonf/m ³
Mass per Unit Volume	0.80038	tonf-s ² /m ⁴

Mechanical Property Data		
Modulus of Elasticity, E	20389019.16	tonf/m ²
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117	1/C

Las dimensiones de las columnas, de acuerdo a los planos estructurales proporcionado por la institución educativa han sido de 0.25 x 0.40 m.

Figura 45: Datos de columna de la I.E. Abel Carbajal Pérez.

The screenshot shows a software interface for defining column properties. The 'General Data' section includes 'Property Name' (C1 P1), 'Material' (F'c 175 kg/cm2), 'Notional Size Data' (Modify/Show Notional Size...), 'Display Color' (Change...), and 'Notes' (Modify/Show Notes...). The 'Shape' section has 'Section Shape' set to 'Concrete Rectangular'. The 'Section Property Source' is 'User Defined'. The 'Section Dimensions' section shows 'Depth' as 0.4 m and 'Width' as 0.25 m. A diagram on the right illustrates a rectangular cross-section with reinforcement bars and a coordinate system. Other sections include 'Property Modifiers' (Modify/Show Modifiers... Currently User Specified) and 'Reinforcement' (Modify/Show Rebar...).

El acero utilizado para las columnas ha sido de 1/2” con un área de 1.27 cm². Para el caso de los estribos se ha utilizado acero de 3/8”

Figura 46: Datos de acero en columna de la I.E. Abel Carbajal Pérez.

The screenshot shows a software interface for defining rebar properties. The 'Design Type' section has 'P-M2-M3 Design (Column)' selected. The 'Rebar Material' section has 'Longitudinal Bars' and 'Confinement Bars (Ties)' both set to 'F'y 4200 kg/cm2'. The 'Reinforcement Configuration' section has 'Rectangular' selected. The 'Confinement Bars' section has 'Ties' selected. The 'Check/Design' section has 'Reinforcement to be Checked' selected. The 'Longitudinal Bars' section includes 'Clear Cover for Confinement Bars' (0.06 m), 'Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face' (2), 'Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face' (3), 'Longitudinal Bar Size and Area' (1/2", 0.000127 m²), and 'Corner Bar Size and Area' (1/2", 0.000127 m²). The 'Confinement Bars' section includes 'Confinement Bar Size and Area' (3/8", 0.000071 m²), 'Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis)' (0.15 m), 'Number of Confinement Bars in 3-dir' (3), and 'Number of Confinement Bars in 2-dir' (3).

De acuerdo al FEMA 440, se ha modificado las propiedades de la columna y vigas quedando el cortante en un 40% y el momento en un 70%.

Figura 47: Datos de propiedades de columna de la I.E. Abel Carbajal Pérez.

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	0.4
Shear Area in 3 direction	0.4
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.7
Moment of Inertia about 3 axis	0.7
Mass	0.74
Weight	0.74

Las dimensiones de las vigas, de acuerdo a los planos estructurales proporcionado por la institución educativa han sido de 0.25 x 0.50 m.

Figura 48: Datos de viga de la I.E. Abel Carbajal Pérez.

General Data	
Property Name	V 101 P1
Material	F'c 175 kg /cm2
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Display Color	Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Concrete Rectangular
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Depth	0.5 m
Width	0.25 m

Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently User Specified	
Reinforcement	
Modify/Show Rebar...	

El acero utilizado para las vigas ha sido de 1/2” y 5/8” y se ha distribuido de acuerdo a los planos estructurales. Para el caso de los estribos se ha utilizado acero de 3/8”

Figura 49: Datos de acero en viga de la I.E. Abel Carbajal Pérez.

Design Type <input type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column) <input checked="" type="radio"/> M3 Design Only (Beam)		Rebar Material Longitudinal Bars <input type="text" value="F'y 4200 kg/cm2"/> ... Confinement Bars (Ties) <input type="text" value="F'y 4200 kg/cm2"/> ...	
Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid Top Bars <input type="text" value="0.06"/> m Bottom Bars <input type="text" value="0.06"/> m		Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams Top Bars at I-End <input type="text" value="0.000597"/> m ² Top Bars at J-End <input type="text" value="0.000398"/> m ² Bottom Bars at I-End <input type="text" value="0.000889"/> m ² Bottom Bars at J-End <input type="text" value="0.001393"/> m ²	

Se ha diseñado una viga prismática combinando la viga principal con la viga chata.

Figura 50: Datos de viga prismática de la I.E. Abel Carbajal Pérez.

General Data Property Name <input type="text" value="V VOLADO PRISMÁTICA"/> Display Color <input type="text"/> Change... Notes <input type="text"/> Modify/Show Notes...						
Shape Section Shape <input type="text" value="Nonprismatic"/>		<input type="checkbox"/> Show Current Segment Only				
Nonprismatic Section Segments						
Show <input type="text" value="Elevation (1-2 Axes)"/>		Show Aligned at This Cardinal Point <input type="text" value="10 (Centroid)"/>				
	Start Section	End Section	Length Type	Length, m	EI33 Variation	EI22 Variation
▶	C1 P1	VCH 9-9 P1	Proportional	0.015	Parabolic	Linear
*						

El espesor de la losa aligerada es de 20 cm, 5 cm de losa de concreto, 10 cm de vigueta y 30 cm de ladrillo, de acuerdo a los planos estructurales proporcionado por la institución educativa han sido de 0.25 x 0.50 m.

Figura 51: Datos de losa aligerada de la I.E. Abel Carbajal Pérez.

General Data

Property Name: Losa 1 dirección 20cm

Slab Material: F'c 175 kg /cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: [Yellow swatch] Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Ribbed

Overall Depth: 0.2 m

Slab Thickness: 0.0005 m

Stem Width at Top: 0.1 m

Stem Width at Bottom: 0.1 m

Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction): 0.4 m

Rib Direction is Parallel to: Local 1 Axis

El peso de la estructura se calculó utilizando la fórmula del 100% de la carga muerta más 50% de la carga viva.

Figura 52: Datos de peso de la estructura de la I.E. Abel Carbajal Pérez.

Mass Source Name: PESO DE LA ESTRUCTURA

Mass Source

Element Self Mass

Additional Mass

Specified Load Patterns

Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction: []

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction: []

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
MUERTA	1
CV AZOTEA	0.5
CV TECHO	0.5
VIVA VOLADO	0.5

Mass Options

Include Lateral Mass

Include Vertical Mass

Lump Lateral Mass at Story Levels

Las cargas utilizadas han sido la carga muerta, Carga viva de azotea, carga viva de techo, Sismo en X, sismo en Y, Carga viva de volado, Carga lateral en X, Y.

Figura 53: Datos de cargas de la I.E. Abel Carbajal Pérez.

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
MUERTA	Dead	1	
MUERTA	Dead	1	
CV AZOTEA	Live	0	
CV TECHO	Live	0	
S X	Seismic	0	User Coefficient
S Y	Seismic	0	User Coefficient
VIVA VOLADO	Live	0	
CARGA LAT X	Seismic	0	User Loads
CARGA LAT Y	Seismic	0	User Loads

Una vez realizado el análisis estático se ha asignado el cortante estático, correspondiente ha 0.21875.

Figura 54: Asignación de cortante estático de la I.E. Abel Carbajal Pérez.

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05

Overwrite Eccentricities Overwrite...

Factors

Base Shear Coefficient, C 0.164

Building Height Exp., K 1.052

Story Range

Top Story PISO 3

Bottom Story Base

OK Cancel

Para poder tener realizar el empuje se ha asignado proporcionando a cada piso un valor equitativo de carga lateral, asignándole mayor carga al primer piso.

Figura 55: Asignación de cargas laterales de la I.E. Abel Carbajal Pérez.

Load Set 1 of 1				
Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story4	D3	9	0	0
Story2	D2	6	0	0
Story1	D1	3.8	0	0

Luego se ha asignado los casos de cargas, además de las cargas estáticas tenemos, Sismo dinámico en X, Y. Carga gravitacional, Carga lateral, Pushover en X, Pushover en Y.

Figura 56: Asignación de casos de cargas de la I.E. Abel Carbajal Pérez.

Load Case Name	Load Case Type
VIVA VOLADO	Linear Static
CARGA LAT X	Linear Static
CARGA LAT Y	Linear Static
SDX	Response Spectrum
SDY	Response Spectrum
CARGA GRAVITACIONAL	Nonlinear Static
CARGA LATERAL	Nonlinear Static
PUSH X	Nonlinear Static
PUSH Y	Nonlinear Static

Se ha asignado el sismo dinámico en X, teniendo en cuenta el caso de carga de espectro de respuesta, la aceleración 1 de 0.993 y la aceleración 2 de 0.662.

Figura 57: Asignación de Sismo dinámico en X de la I.E. Abel Carbajal Pérez.

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Espectro	0.993
Acceleration	U3	Espectro	0.662

Add
Delete
 Advanced

Other Parameters

Modal Load Case:

Modal Combination Method:

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type:

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: Modify/Show...

Se ha asignado el PushOver en X, Y teniendo en cuenta el tipo de caso de carga No Lineal estático, en X, Y.

Figura 58: Asignación de Push Over en X de la I.E. Abel Carbajal Pérez.

General

Load Case Name: PUSH X | Design...

Load Case Type: Nonlinear Static | Notes...

Mass Source: pESO DE LA ESTRUCTURA

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: CARGA LATERAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Acceleration	UX	1

Buttons: Add, Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control | Modify/Show...

Results Saved: Multiple States | Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis | Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event | Modify/Show...

B.2. ANÁLISIS SÍSMICO.

- FUERZAS ESTÁTICAS.

La fuerza cortante en la base se encontró con la siguiente fórmula:

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

Los parámetros hallados son los siguientes:

Tabla 29: Resumen De Parámetros E 030 I. E. Abel Carbajal Pérez.

RESUMEN DE PARÁMETROS E 030	
Factor De Zona, Z	0.25
Factor De Suelo, S	1.3
Período Tp	1
Factor de Uso, U	1.5
Factor de amplificación sísmica, Cx	2.5
Factor de amplificación sísmica, Cy	2.5
Factor de reducción de fuerzas, Rx	8
Factor de reducción de fuerzas, Ry	8

El peso del edificio por cada piso es de:

Tabla 30: Peso del edificio de la I.E. Abel Carbajal Pérez.

Piso 1 =	271.3888	T
Piso 2 =	269.9368	T
Piso 3 =	153.2068	T

- Espectro de demanda según E030.

Se empleó el siguiente espectro:

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

Para una aceleración de 9.81 m/s² y un suelo intermedio con Tp=1.0, considerando además que:

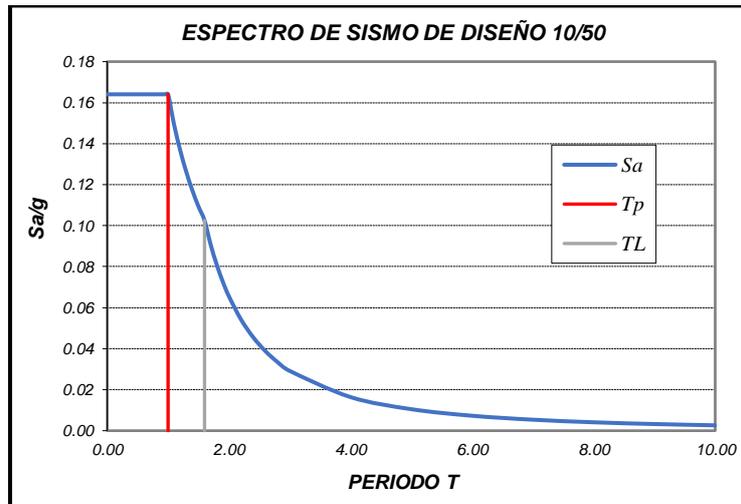
$$\begin{aligned} T < T_p & \quad C = 2,5 \\ T_p < T < T_L & \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_L & \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \end{aligned}$$

Tabla 31: Espectros de pseudoaceleración I. E. Abel Carbajal Pérez.

<i>C</i>	<i>T (s)</i>	<i>Sa/g</i>
2.50	0.00	0.164
2.50	0.02	0.164
2.50	0.04	0.164
2.50	0.06	0.164
2.50	0.08	0.164
2.50	0.10	0.164
2.50	0.12	0.164
2.50	0.14	0.164
2.50	0.16	0.164
2.50	0.18	0.164
2.50	0.20	0.164
2.50	0.25	0.164
2.50	0.30	0.164
2.50	0.35	0.164
2.50	0.40	0.164
2.50	0.45	0.164
2.50	0.50	0.164
2.50	0.55	0.164
2.50	0.60	0.164
2.50	0.65	0.164
2.50	0.70	0.164
2.50	0.75	0.164
2.50	0.80	0.164
2.50	0.85	0.164
2.50	0.90	0.164
2.50	0.95	0.164
2.50	1.00	0.164
2.27	1.10	0.149
2.08	1.20	0.137
1.92	1.30	0.126
1.79	1.40	0.117
1.67	1.50	0.109
1.56	1.60	0.103
1.38	1.70	0.091
1.23	1.80	0.081
1.11	1.90	0.073
1.00	2.00	0.066
0.83	2.20	0.054
0.69	2.40	0.046
0.59	2.60	0.039
0.51	2.80	0.033
0.44	3.00	0.029

Obteniendo el siguiente gráfico:

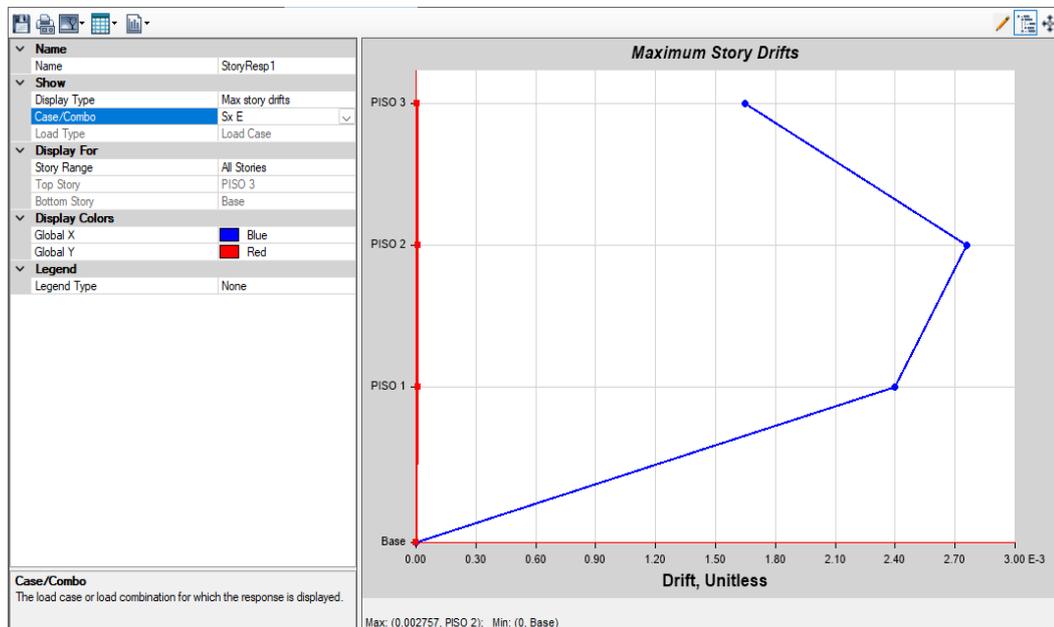
Figura 59: Espectro de aceleraciones de la I.E. Abel Carbajal Pérez.



- DERIVAS DE ENTREPISO.

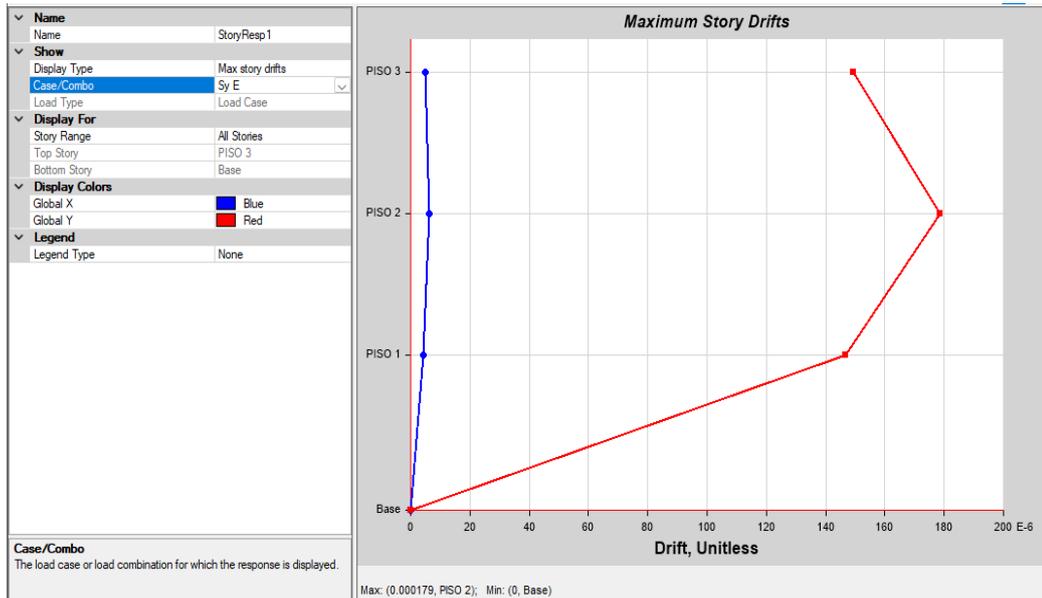
El artículo 15 de la norma E030 menciona el límite de desplazamiento lateral de entrepiso, que en este caso para concreto armado no debe superar 0.007. Se modeló en el programa Etabs y los resultados de los desplazamiento elásticos son los siguientes:

Figura 60: Derivas elástica de entrepiso por sismo estático de la I.E. Abel Carbajal Pérez.



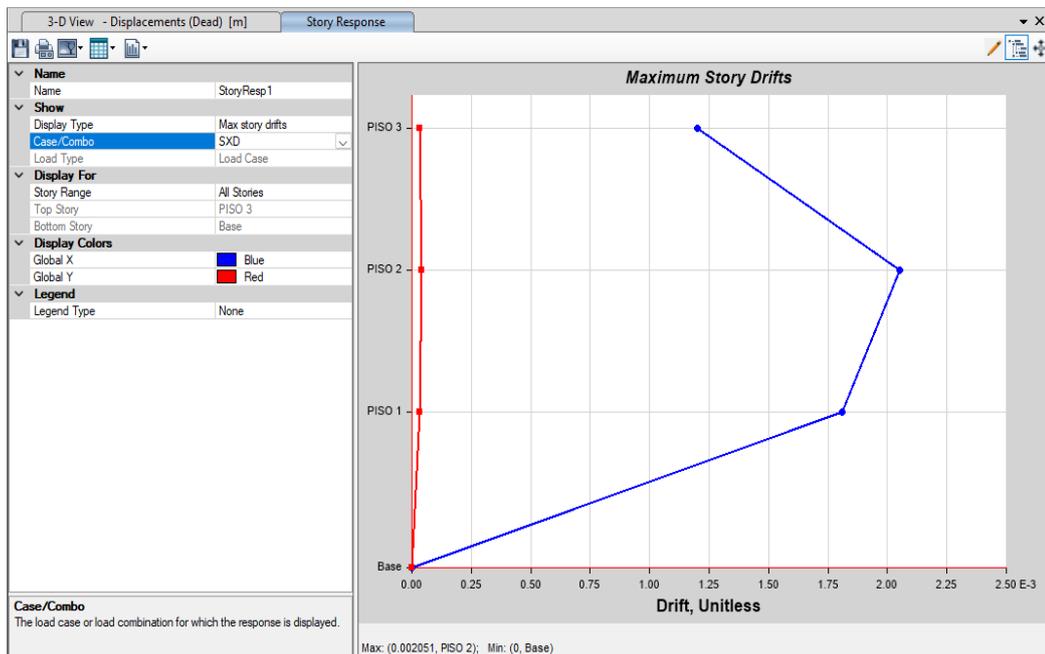
Deriva inelástica XX: $0.002757 \cdot 0.75 \cdot 8 = 0.01654$

Figura 61: Derivas elásticas YY por sismo estático de la I.E. Abel Carbajal Pérez.



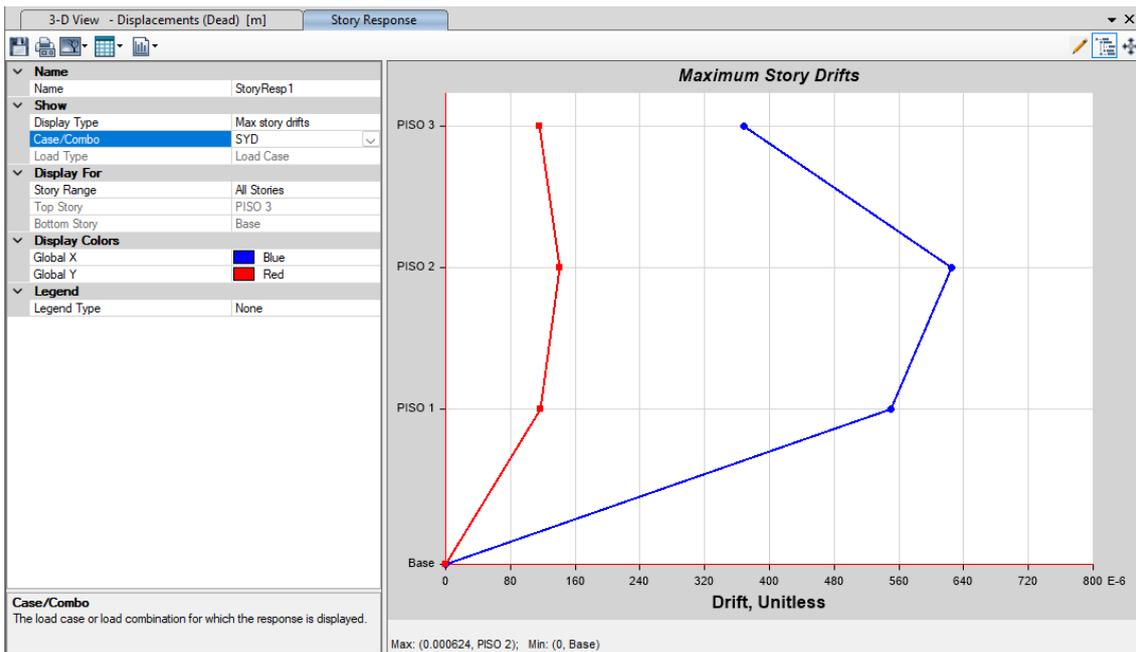
Deriva inelástica YY: $0.000179 * 0.75 * 3 = 0.00040275$

Figura 62: Deriva elástica XX por sismo dinámico de la I.E. Abel Carbajal Pérez.



Deriva inelástica: $0.018958 * 0.75 * 8 = 0.012306$

Figura 63: Deriva elástica YY por sismo dinámico



Deriva inelástica: $0.000624 * 0.75 * 3 = 0.001404$

Figura 64: Desplazamiento vs cortante en la base para la dirección X de la institución educativa Abel Carbajal Pérez Chota.

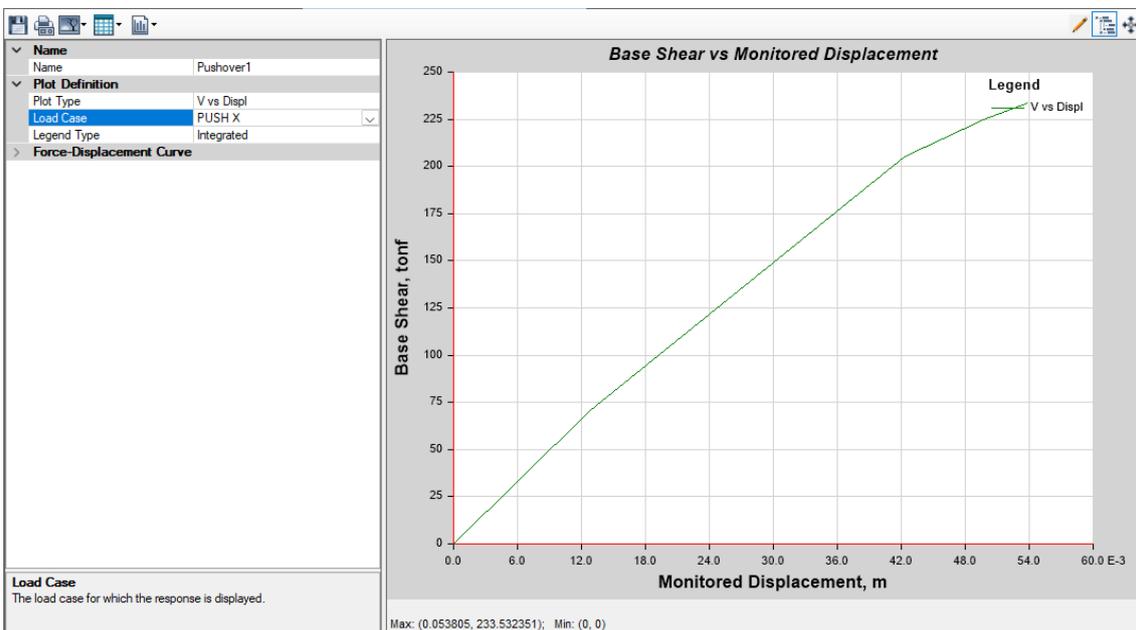
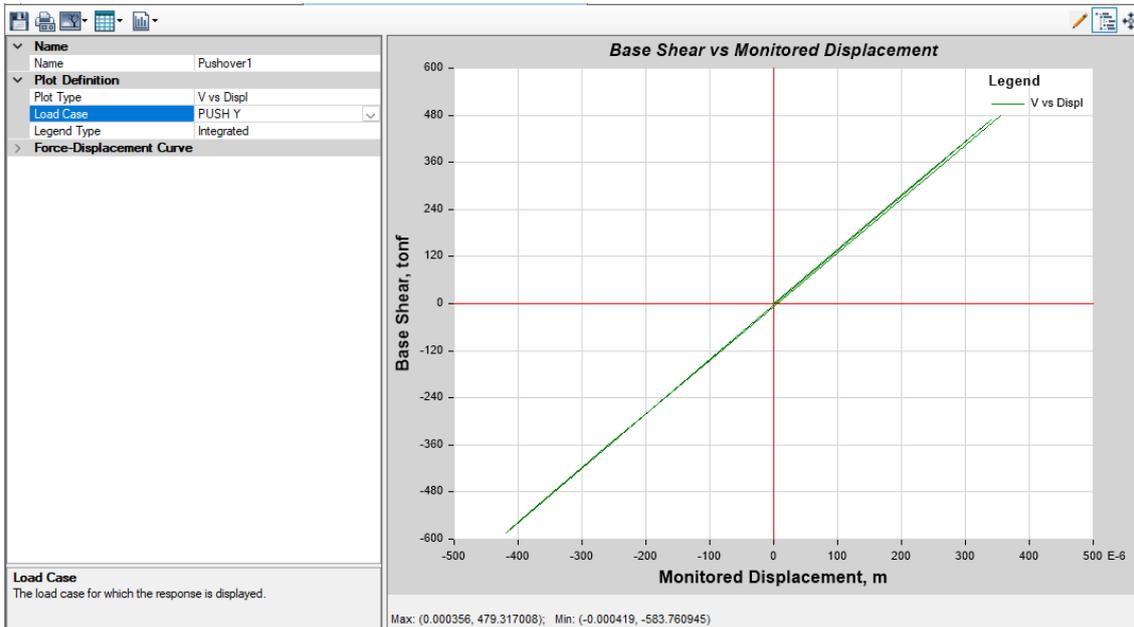


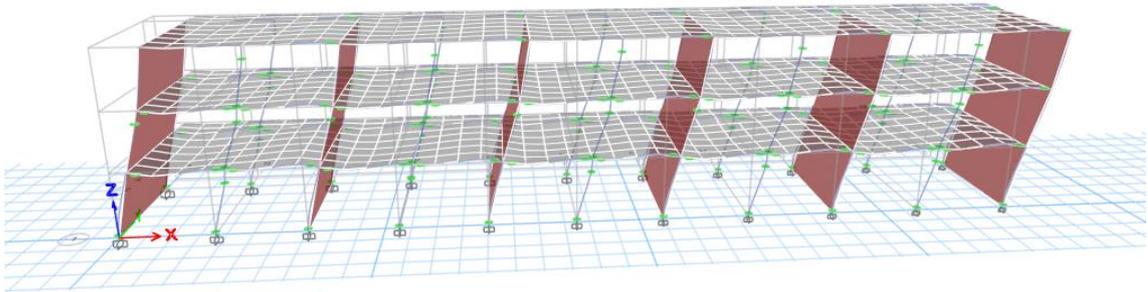
Figura 65: Desplazamiento vs cortante en la base para la dirección Y de la institución educativa Abel Carbajal Pérez Chota.



En la figura 69 se aprecia la curva de capacidad de la estructura según el método Pushover, para la dirección X, se observa el desplazamiento versus el cortante en la base de la estructura de la institución educativa, se observa en la figura el desplazamiento máximo de 0.0538 cm y un cortante de 233.53 ton, en este momento la estructura se encuentra en el régimen inelástico próximo al colapso.

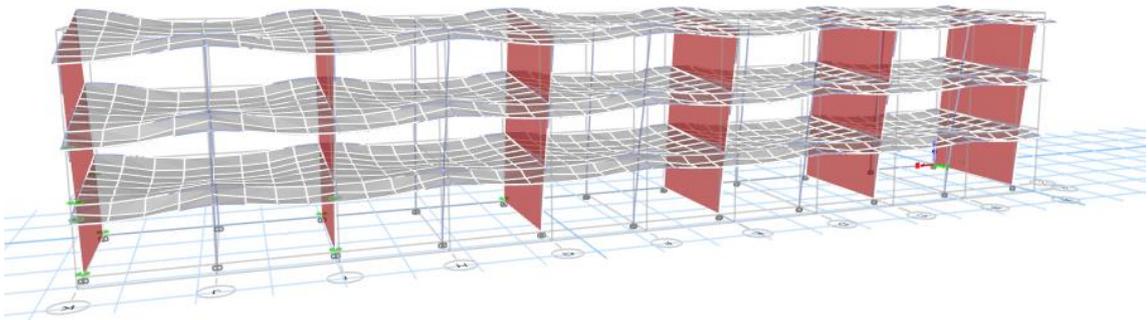
Para la dirección Y, se observa en la figura 70 el desplazamiento versus el cortante en la base de la estructura de la institución educativa, la ductilidad de la estructura es de 0.000356 cm para un cortante de 479.317 ton, en este momento la estructura se encuentra en el régimen inelástico y próximo al colapso.

Figura 66: Rótulas plásticas en la dirección X de la institución educativa Abel Carbajal Pérez Chota.



En la figura se puede observar que para el desplazamiento en la dirección X, existen 81 rótulas en las columnas color verde es decir dichas columnas se encuentran en el régimen de operación inmediata para el sismo considerado en la E030, y 71 rótulas de color verde que significan que se encuentran en el estado de operación inmediata.

Figura 67: Rótulas plásticas en la dirección Y de la institución educativa Abel Carbajal Pérez Chota.



También se observa en la figura 72 que para el desplazamiento en la dirección Y, se encuentran 9 rótulas de color verde, es decir que llega hasta el régimen de operación inmediata.

H. MÉTODO PUSHOVER DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA SAN JUAN. MODELO EN ETABS.

La estructura de la institución educativa se trabajó teniendo en cuenta lo siguiente:
El concreto utilizado fue el concreto $f'c$ 210 kg/cm². Tal como se observa en la figura.

Figura 68: Datos del concreto de la I. E San Juan.

The screenshot displays the material properties for concrete in ETABS. It is organized into three sections: General Data, Material Weight and Mass, and Mechanical Property Data.

General Data		
Material Name	f'c 210 kg/cm2	
Material Type	Concrete	
Directional Symmetry Type	Isotropic	
Material Display Color	[Cyan Color] Change...	
Material Notes	Modify/Show Notes...	

Material Weight and Mass		
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density <input type="radio"/> Specify Mass Density		
Weight per Unit Volume	0.000002	tonf/cm ³
Mass per Unit Volume	0	tonf-s ² /cm ⁴

Mechanical Property Data		
Modulus of Elasticity, E	217.371	tonf/cm ²
Poisson's Ratio, U	0.2	
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099	1/C
Shear Modulus, G	90.571	tonf/cm ²

El acero utilizado fue el concreto $f'y$ 4200 kg/cm². Tal como se observa en la figura.

Figura 69: Datos del acero de la I. E San Juan.

The screenshot displays the material properties for steel in ETABS. It is organized into three sections: General Data, Material Weight and Mass, and Mechanical Property Data.

General Data		
Material Name	F'y 4200 kg/cm2	
Material Type	Rebar	
Directional Symmetry Type	Uniaxial	
Material Display Color	[Yellow Color] Change...	
Material Notes	Modify/Show Notes...	

Material Weight and Mass		
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density <input type="radio"/> Specify Mass Density		
Weight per Unit Volume	7.849	tonf/m ³
Mass per Unit Volume	0.80038	tonf-s ² /m ⁴

Mechanical Property Data		
Modulus of Elasticity, E	20389019.16	tonf/m ²
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117	1/C

Figura 70: Datos del ladrillo de la I. E San Juan.

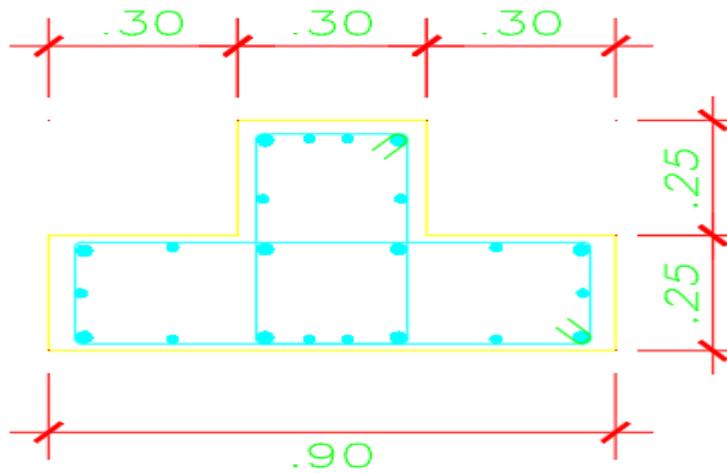
General Data	
Material Name	LADRILLO
Material Type	Masonry
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 <input type="button" value="Change..."/>
Material Notes	<input type="button" value="Modify/Show Notes..."/>

Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	0.000002 tonf/cm ³
Mass per Unit Volume	0 tonf-s ² /cm ⁴

Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	32.5 tonf/cm ²
Poisson's Ratio, U	0.25
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000081 1/C
Shear Modulus, G	13 tonf/cm ²

Las dimensiones de las columnas, de acuerdo a los planos estructurales proporcionado por la institución educativa han sido de 0.25 x 0.30 x 0.90 m.

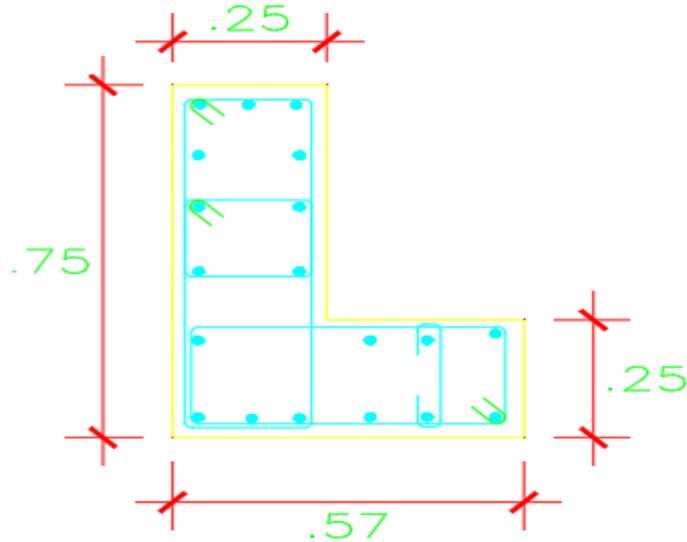
Figura 71: Datos de columna en T de la I. E San Juan.



C-1

El acero utilizado para las columnas ha sido de 10 aceros de 3/4" y 12 aceros de 5/8". Para el caso de los estribos se ha utilizado acero de 3/8". Asimismo se tiene columnas, de acuerdo a los planos estructurales proporcionado por la institución educativa han sido de 0.25 x 0.57 x 0.75 m.

Figura 72: Datos de columna en L de la I. E San Juan.

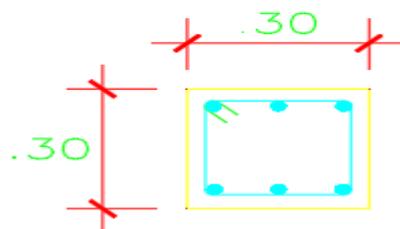


PLO1 – PLO2

El acero utilizado para las columnas ha sido de 19 aceros de 5/8". Para el caso de los estribos se ha utilizado acero de 3/8".

También se tiene columnas, de acuerdo a los planos estructurales proporcionado por la institución educativa han sido de 0.30 x 0.30 m.

Figura 73: Datos de columna de 30x30 de la I. E San Juan.



C-2

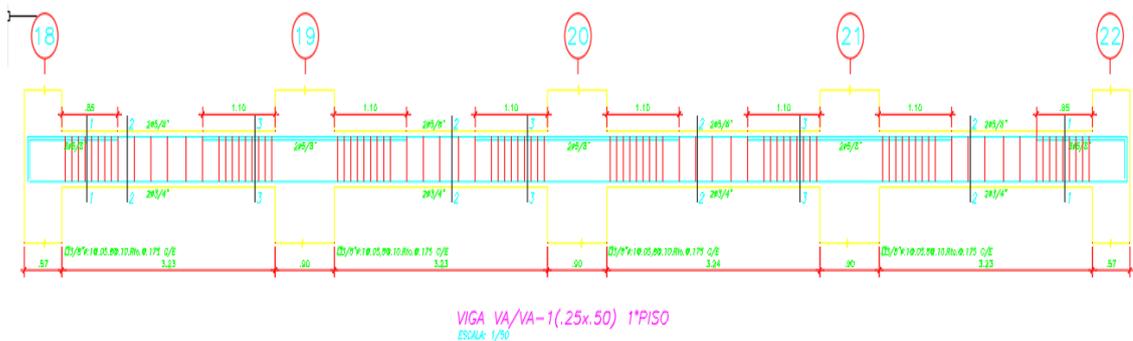
El acero utilizado para las columnas ha sido de 6 aceros de 5/8". Para el caso de los estribos se ha utilizado acero de 3/8".

De acuerdo al FEMA 440, se ha modificado las propiedades de la columna y vigas quedando el cortante en un 40% y el momento en un 70%.

Figura 74: Datos de propiedades de columna de la I. E San Juan.

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	0.4
Shear Area in 3 direction	0.4
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.7
Moment of Inertia about 3 axis	0.7
Mass	0.74
Weight	0.74

Figura 75: Datos de viga V1 de la I. E San Juan.



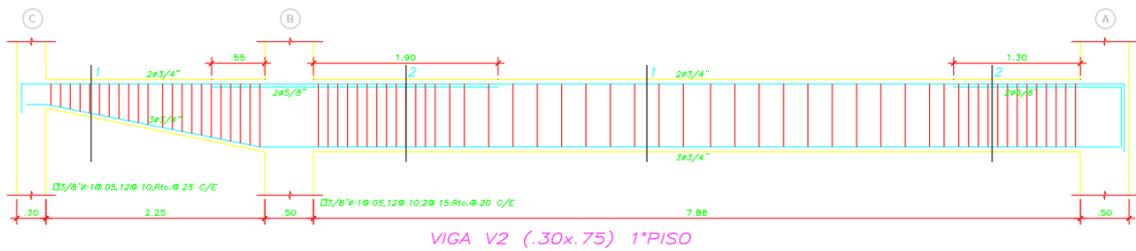
Las dimensiones de las vigas, de acuerdo a los planos estructurales proporcionado por la institución educativa han sido de 0.25 x 0.50 m.

El acero utilizado para las vigas ha sido de 1/2" y 5/8" y se ha distribuido de acuerdo a los planos estructurales. Para el caso de los estribos se ha utilizado acero de 3/8"

Figura 76: Datos de acero en viga V1 de la I. E San Juan.

E Frame Section Property Reinforcement Data			
Design Type <input type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column) <input checked="" type="radio"/> M3 Design Only (Beam)		Rebar Material Longitudinal Bars: f'y 4200 kg/cm2 Confinement Bars (Ties): f'y 4200 kg/cm2	
Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid Top Bars: 6 cm Bottom Bars: 6 cm		Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams Top Bars at I-End: 3.98 cm ² Top Bars at J-End: 3.98 cm ² Bottom Bars at I-End: 3.98 cm ² Bottom Bars at J-End: 3.98 cm ²	
OK		Cancel	

Figura 77: Datos de viga V2 de la I. E San Juan.

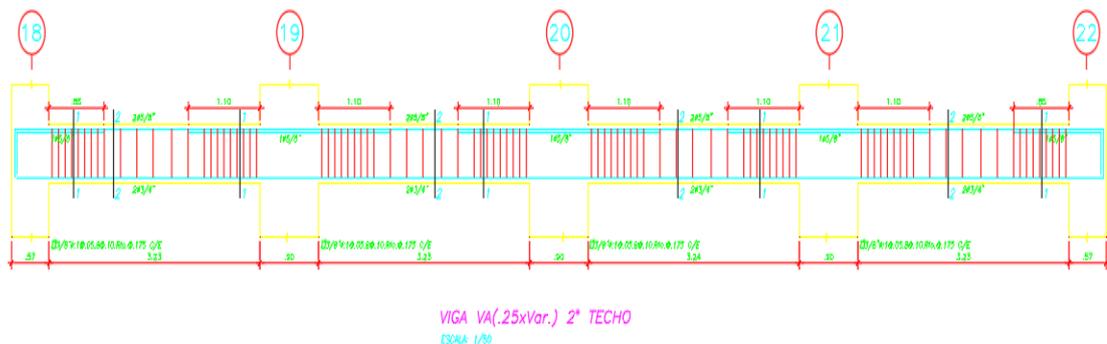


Las dimensiones de las vigas, de acuerdo a los planos estructurales proporcionado por la institución educativa han sido de 0.30 x 0.75 m.

El acero utilizado para las vigas ha sido de 1/2” y 5/8” y se ha distribuido de acuerdo a los planos estructurales. Para el caso de los estribos se ha utilizado acero de 3/8”

Figura 78: Datos de acero en viga V2 de la I. E San Juan.

Figura 79: Datos de viga Var de la I. E San Juan.



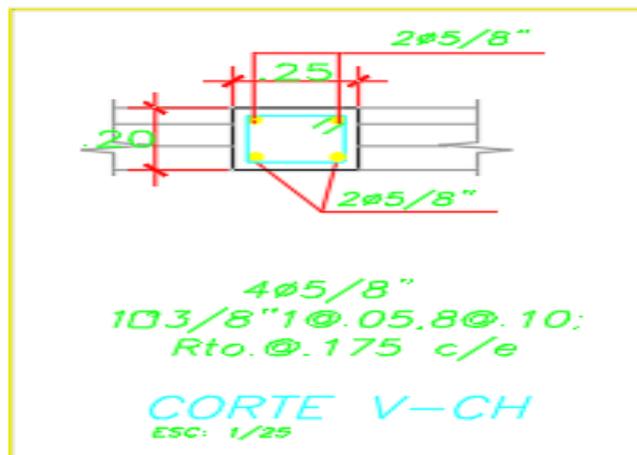
Las dimensiones de las vigas, de acuerdo a los planos estructurales proporcionado por la institución educativa han sido de 0.25 x 0.40 m.

El acero utilizado para las vigas ha sido de 1/2” y 5/8” y se ha distribuido de acuerdo a los planos estructurales. Para el caso de los estribos se ha utilizado acero de 3/8”

Figura 80: Datos de acero en viga Var de la I. E San Juan.

Design Type <input type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column) <input checked="" type="radio"/> M3 Design Only (Beam)		Rebar Material Longitudinal Bars: f'y 4200 kg/cm2 Confinement Bars (Ties): f'y 4200 kg/cm2	
Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid Top Bars: 6 cm Bottom Bars: 6 cm		Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams Top Bars at I-End: 5.97 cm ² Top Bars at J-End: 3.98 cm ² Bottom Bars at I-End: 5.74 cm ² Bottom Bars at J-End: 5.74 cm ²	

Figura 81: Datos de viga Chata de la I. E San Juan.



Las dimensiones de las vigas, de acuerdo a los planos estructurales proporcionado por la institución educativa han sido de 0.20 x 0.30 m.

El acero utilizado para las vigas ha sido de 1/2'' y 5/8'' y se ha distribuido de acuerdo a los planos estructurales. Para el caso de los estribos se ha utilizado acero de 3/8''

Figura 82: Datos de acero en viga Var de la I. E San Juan.

Design Type <input type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column) <input checked="" type="radio"/> M3 Design Only (Beam)		Rebar Material Longitudinal Bars: f'y 4200 kg/cm2 Confinement Bars (Ties): f'y 4200 kg/cm2	
Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid Top Bars: 6 cm Bottom Bars: 6 cm		Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams Top Bars at I-End: 3.98 cm ² Top Bars at J-End: 3.98 cm ² Bottom Bars at I-End: 3.98 cm ² Bottom Bars at J-End: 3.98 cm ²	

Se ha diseñado una viga prismática combinando la viga principal con la viga chata.

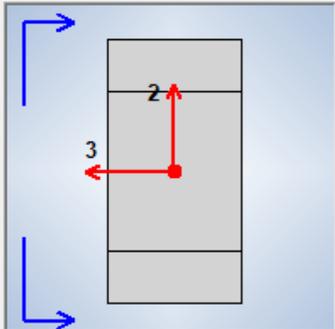
Figura 83: Datos de viga prismática de la I. E San Juan.

General Data

Property Name:

Display Color:

Notes:



Shape

Section Shape:

Show Current Segment Only

Nonprismatic Section Segments



Show:

Show Aligned at This Cardinal Point:

	Start Section	End Section	Length Type	Length, cm	EI33 Variation	EI22 Variation
▶	V-A3: 25X30	V-A/ V-A1 25X50	Proportional	100	Parabolic	Linear

El espesor de la losa aligerada es de 20 cm, 5 cm de losa de concreto, 10 cm de viga y 30 cm de ladrillo, de acuerdo a los planos estructurales proporcionado por la institución educativa han sido de 0.25 x 0.50 m.

Figura 84: Datos de losa aligerada de la I. E San Juan.

General Data

Property Name:

Slab Material:

Notional Size Data:

Modeling Type:

Modifiers (Currently Default):

Display Color:

Property Notes:

Property Data

Type:

Overall Depth: cm

Slab Thickness: cm

Stem Width at Top: cm

Stem Width at Bottom: cm

Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction): cm

Rib Direction is Parallel to:

El peso de la estructura se calculó utilizando la fórmula del 100% de la carga muerta más 50% de la carga viva.

Figura 85: Datos de peso de la estructura de la I. E San Juan.

The screenshot shows the 'Mass Source Name' field set to 'PESO DE LA ESTRUCTURA'. Under 'Mass Source', the following options are checked: 'Element Self Mass', 'Additional Mass', and 'Specified Load Patterns'. The 'Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:' option is unchecked. The 'Mass Multipliers for Load Patterns' table is as follows:

Load Pattern	Multiplier
MUERTA	1
MUERTA	1
CV AZOTEA	0.5
CV TECHO	0.5
VIVA VOLADO	0.5

Under 'Mass Options', the following options are checked: 'Include Lateral Mass' and 'Lump Lateral Mass at Story Levels'. 'Include Vertical Mass' is unchecked.

Las cargas utilizadas han sido la carga muerta, Carga viva de azotea, carga viva de techo, Sismo en X, sismo en Y, Carga viva de volado, Carga lateral en X, Y.

Figura 86: Datos de cargas de la I. E San Juan.

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
MUERTA	Dead	1	
MUERTA	Dead	1	
CV AZOTEA	Live	0	
CV TECHO	Live	0	
S X	Seismic	0	User Coefficient
S Y	Seismic	0	User Coefficient
VIVA VOLADO	Live	0	
CARGA LAT X	Seismic	0	User Loads
CARGA LAT Y	Seismic	0	User Loads

Una vez realizado el análisis estático se ha asignado el cortante estático, correspondiente ha 0.229688.

Figura 87: Asignación de cortante estático en X de la I. E San Juan.

The dialog box shows the following settings:

- Direction and Eccentricity:**
 - X Dir
 - Y Dir
 - X Dir + Eccentricity
 - Y Dir + Eccentricity
 - X Dir - Eccentricity
 - Y Dir - Eccentricity
 - Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05
 - Overwrite Eccentricities: Overwrite...
- Factors:**
 - Base Shear Coefficient, C: 0.164
 - Building Height Exp., K: 1
- Story Range:**
 - Top Story: SEGUNDO PIS
 - Bottom Story: Base

Buttons: OK, Cancel

También se ha realizado el análisis estático en la dirección Y se ha asignado el cortante estático, correspondiente ha 0.6125.

Figura 88: Asignación de cortante estático en Y de la I. E San Juan.

Para poder tener realizar el empuje se ha asignado proporcionando a cada piso un valor equitativo de carga lateral, asignándole mayor carga al primer piso.

Figura 89: Asignación de cargas laterales tanto en X y Y de la I. E San Juan.

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-cm
SEGUNDO PISO	D1	10	0	0
PRIMER PISO	D1	6	0	0

Luego se ha asignado los casos de cargas, además de las cargas estáticas tenemos, Sismo dinámico en X, Y. Carga gravitacional, Carga lateral, Pushover en X, Pushover en Y.

Figura 90: Asignación de casos de cargas de la I. E San Juan.

Load Case Name	Load Case Type
VIVA VOLADO	Linear Static
CARGA LAT X	Linear Static
CARGA LAT Y	Linear Static
SDX	Response Spectrum
SDY	Response Spectrum
CARGA GRAVITACIONAL	Nonlinear Static
CARGA LATERAL	Nonlinear Static
PUSH X	Nonlinear Static
PUSH Y	Nonlinear Static

Se ha asignado el sismo dinámico en X, teniendo en cuenta el caso de carga de espectro de respuesta, la aceleración 1 de 0.993 y la aceleración 2 de 0.662.

Figura 91: Asignación de Sismo dinámico en X de la I. E San Juan.

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Espectro	0.993
Acceleration	U3	Espectro	0.662

Add
Delete
 Advanced

Other Parameters

Modal Load Case:

Modal Combination Method:

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type:

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: Modify/Show...

Se ha asignado el PushOver en X, Y teniendo en cuenta el tipo de caso de carga No Lineal estático, en X, Y.

Figura 92: Asignación de Push Over en X de la I. E San Juan.

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Acceleration	UX	100

Add
Delete

Other Parameters

Modal Load Case:

Geometric Nonlinearity Option:

Load Application: Modify/Show...

Results Saved: Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Modify/Show...

B.2. ANÁLISIS SÍSMICO.

- FUERZAS ESTÁTICAS.

La fuerza cortante en la base se encontró con la siguiente fórmula:

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

Los parámetros hallados son los siguientes:

Tabla 32: Resumen De Parámetros E 030 I.E San Juan.

RESUMEN DE PARÁMETROS E 030	
Factor De Zona, Z	0.25
Factor De Suelo, S	1.3
Período Tp	1
Factor de Uso, U	1.5
Factor de amplificación sísmica, Cx	2.5
Factor de amplificación sísmica, Cy	2.5
Factor de reducción de fuerzas, Rx	8
Factor de reducción de fuerzas, Ry	8

El peso del edificio por cada piso es de:

Tabla 33: Peso del edificio de la I.E San Juan.

Piso 1 =	87.94	T
Piso 2 =	26.11	T

- Espectro de demanda según E030.

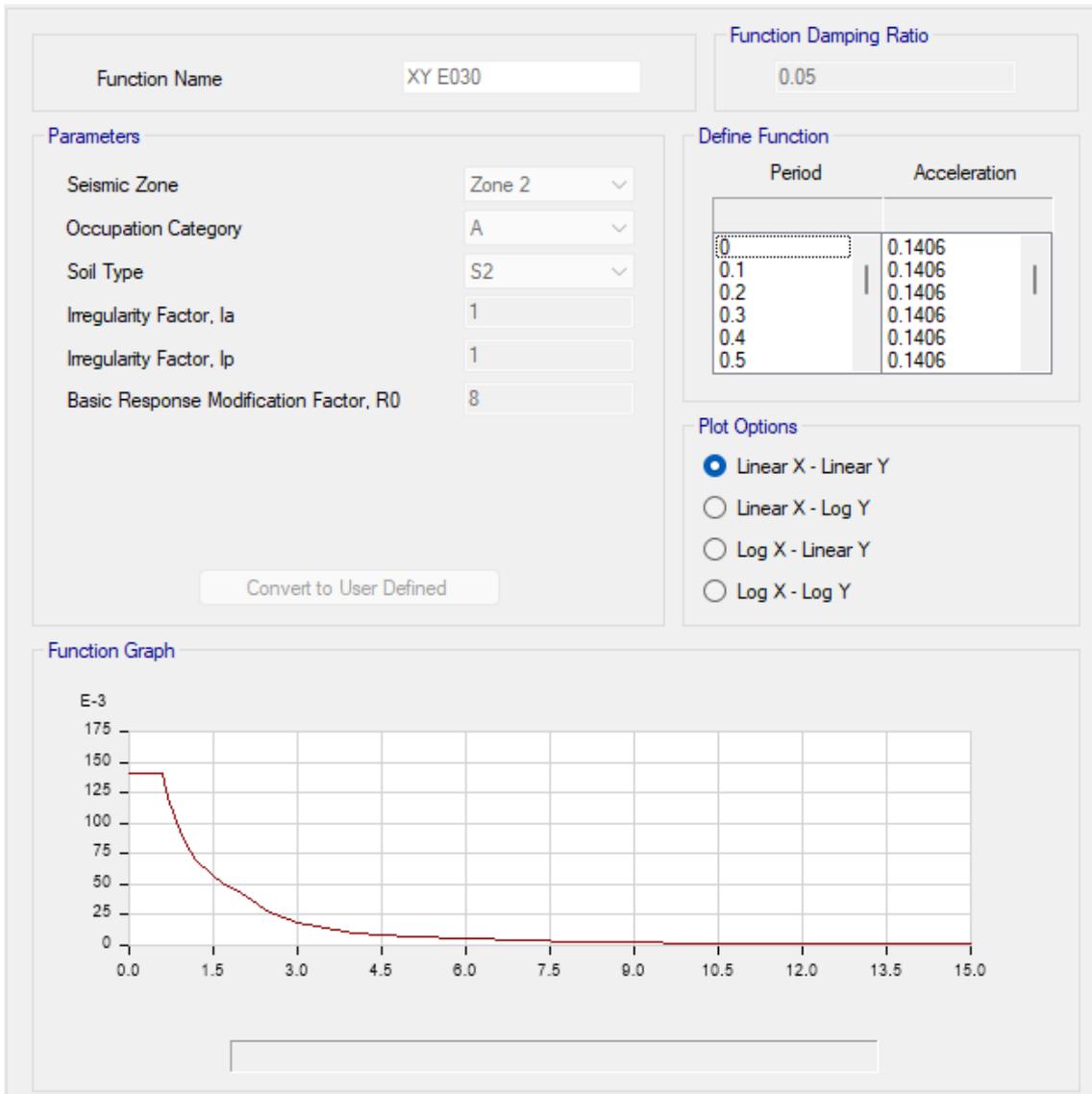
Se empleó el siguiente espectro:

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

Para una aceleración de 9.81 m/s² y un suelo intermedio con Tp=1.0, considerando además que:

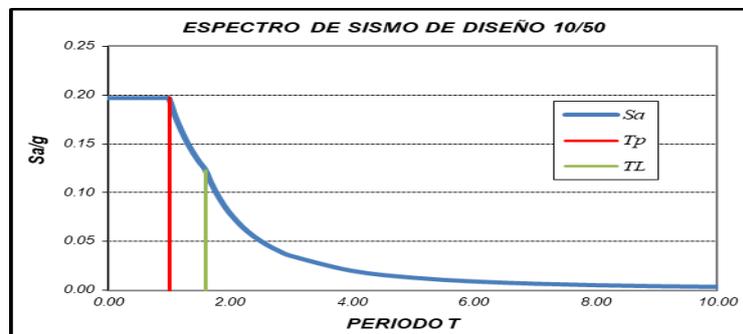
$$\begin{aligned} T < T_P & \quad C = 2,5 \\ T_P < T < T_L & \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right) \\ T > T_L & \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right) \end{aligned}$$

Tabla 34: Espectros de pseudoaceleración de la I.E. San Juan.



Obteniendo el siguiente gráfico:

Figura 93: Espectro de aceleraciones I.E. San Juan.



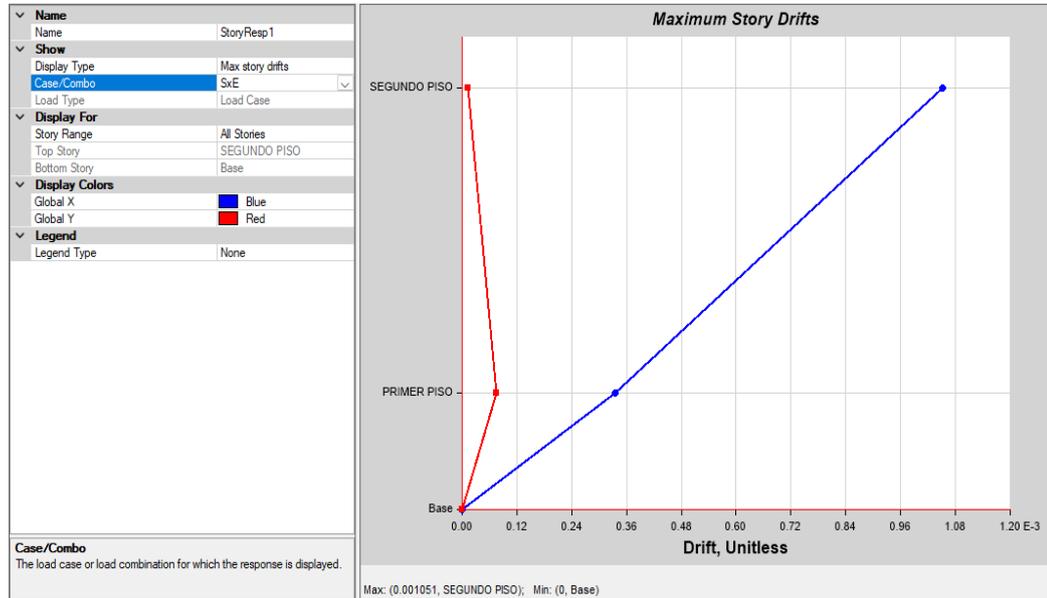
- DERIVAS DE ENTREPISO.

El artículo 15 de la norma E030 menciona el límite de desplazamiento lateral de entrepiso, que en este caso para concreto armado no debe superar 0.007. Se

modeló en el programa Etabs y los resultados de de los desplazamiento elásticos son los siguientes:

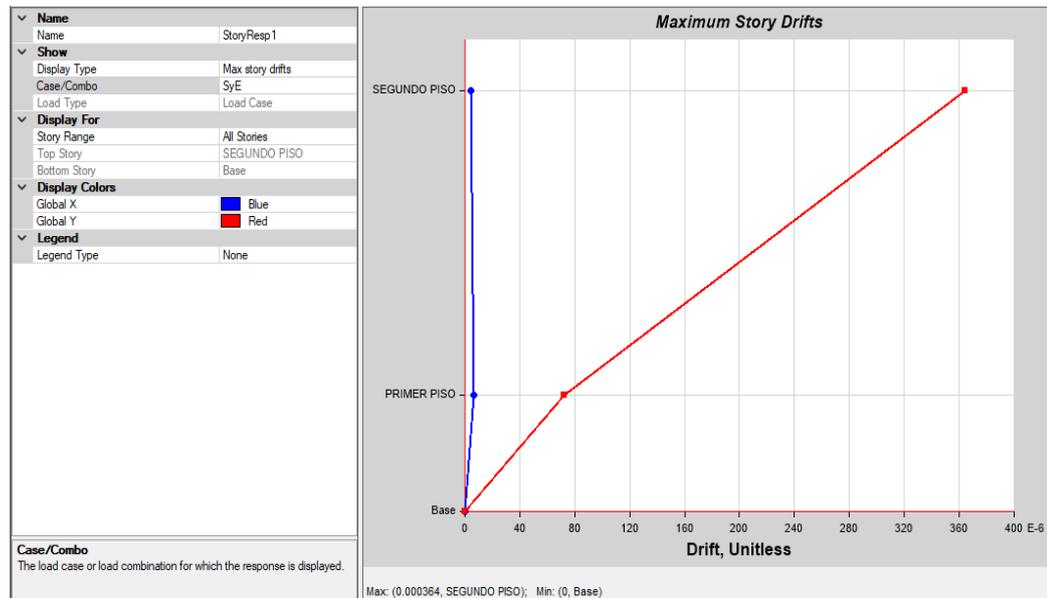
Derivas elástica de entrepiso por sismo estático.

Figura 94: Deriva elástica por sismo estático en la dirección XX de la I. E San Juan.



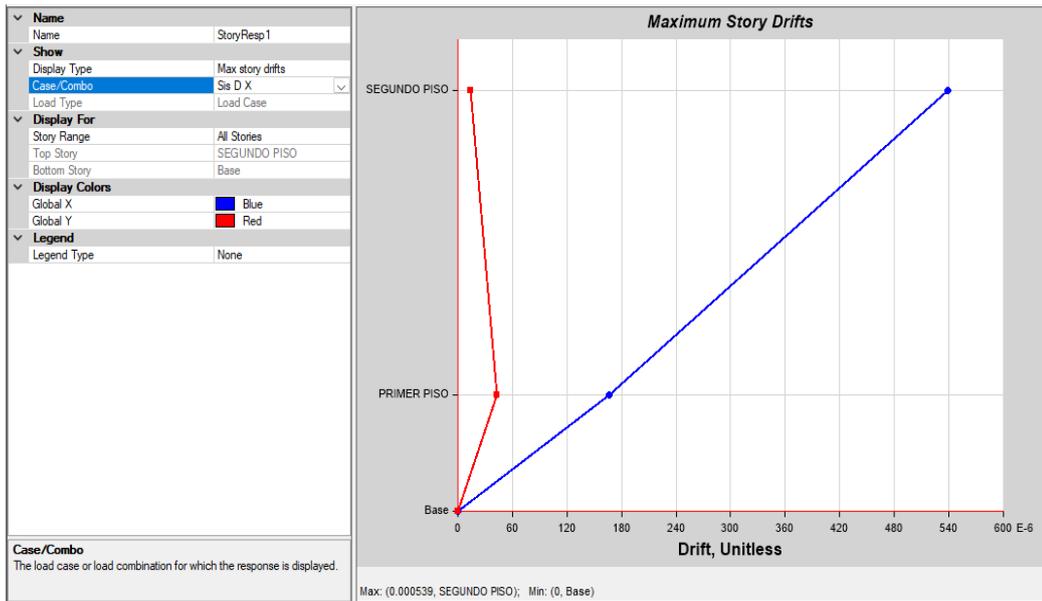
Deriva inelástica XX: $0.001051 * 0.75 * 8 = 0.006306$

Figura 95: Deriva elástica por sismo estático en la dirección YY la I. E San Juan.



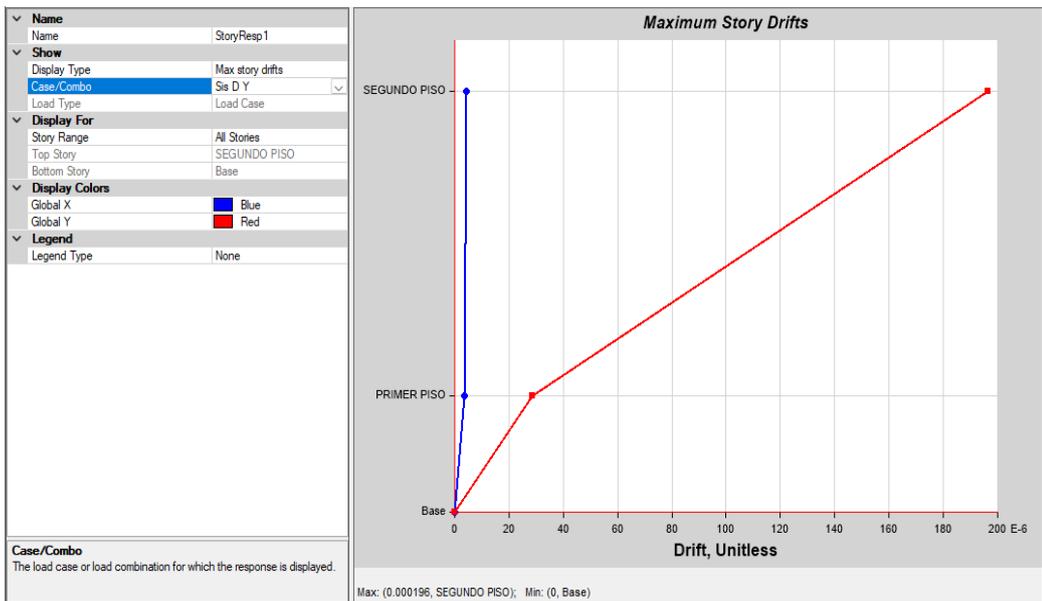
Deriva inelástica YY: $0.000364 * 0.75 * 3 = 0.000819$

Figura 96: Deriva elástica por sismo dinámico en la dirección XX la I. E San Juan.



Deriva inelástica XX: $0.000539 \cdot 0.75 \cdot 8 = 0.003234$

Figura 97: Deriva elástica por sismo dinámico en la dirección YY la I. E San Juan.



Deriva inelástica YY: $0.000196 \cdot 0.75 \cdot 3 = 0.000441$

Figura 98: Desplazamiento vs cortante en la base para la dirección x de la institución educativa San Juan Chota.

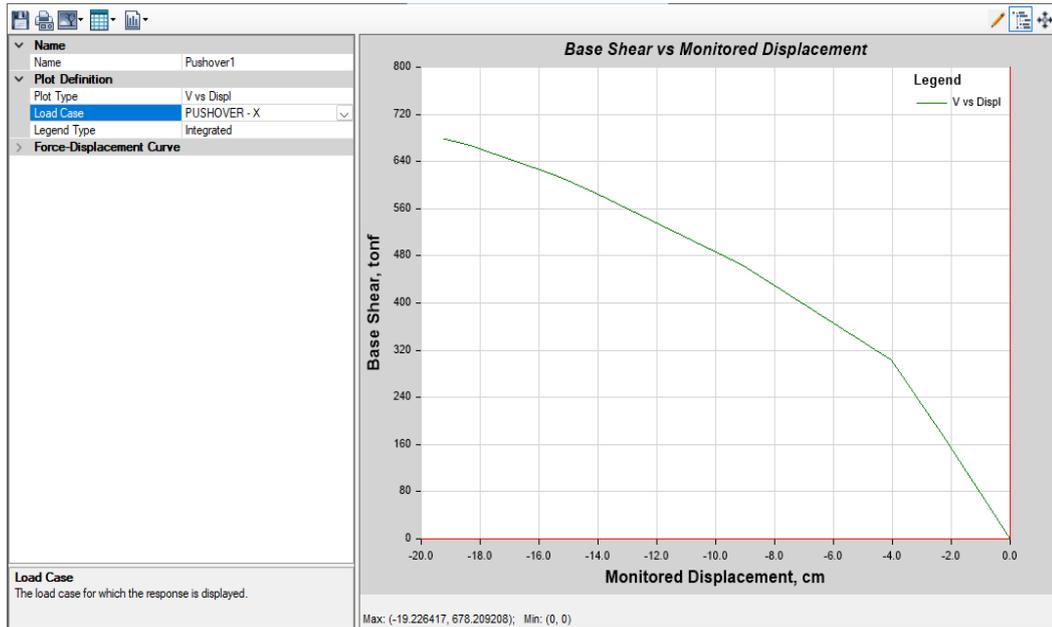
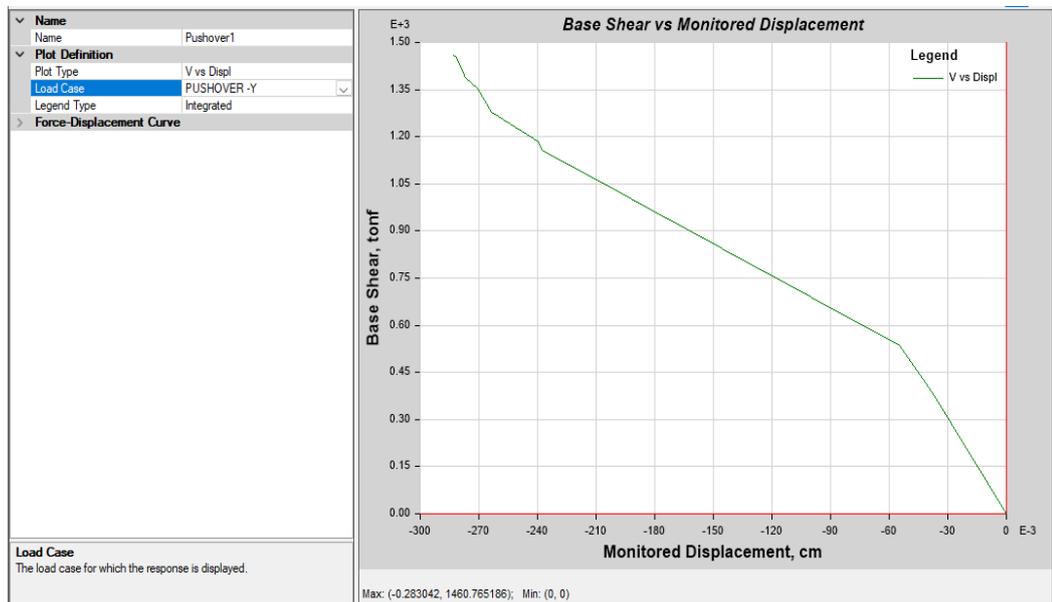


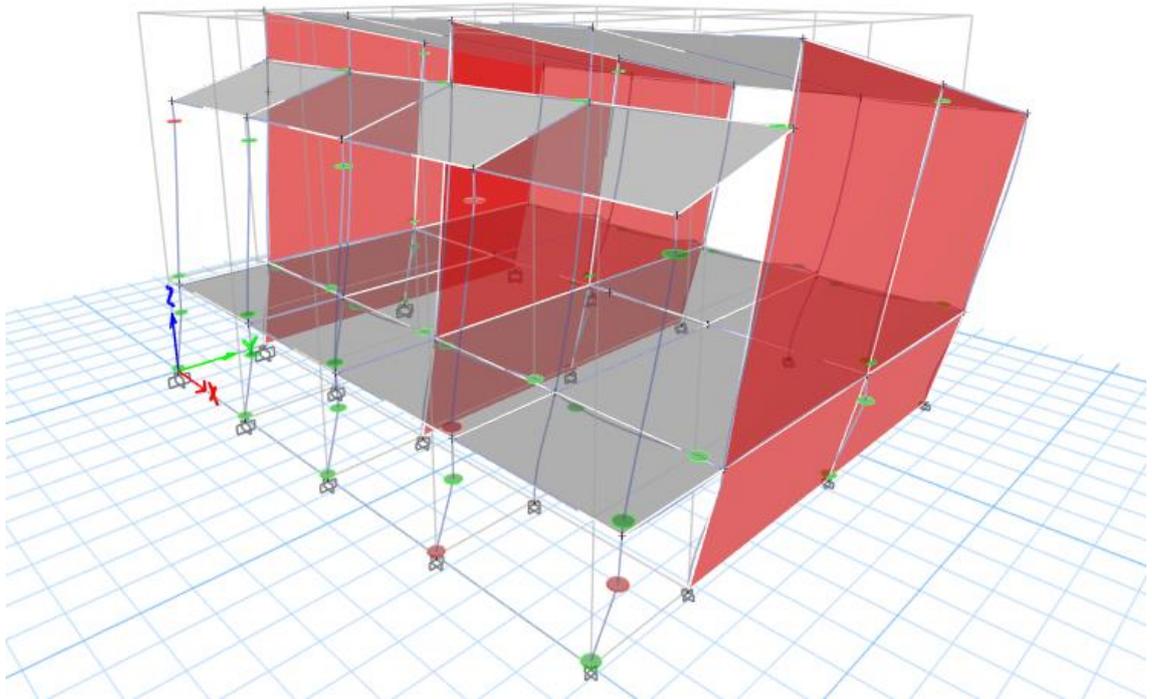
Figura 99: Desplazamiento vs cortante en la base para la dirección y de la institución educativa San Juan Chota.



En la figura 103 se aprecia la curva de capacidad de la estructura de la institución educativa San Juan según el método Pushover, para la dirección X, se observa el desplazamiento versus el cortante en la base de la estructura de la institución educativa, el desplazamiento máximo es de 19.23 cm y un cortante de 678.21 ton, en este momento la estructura se encuentra en el régimen inelástico.

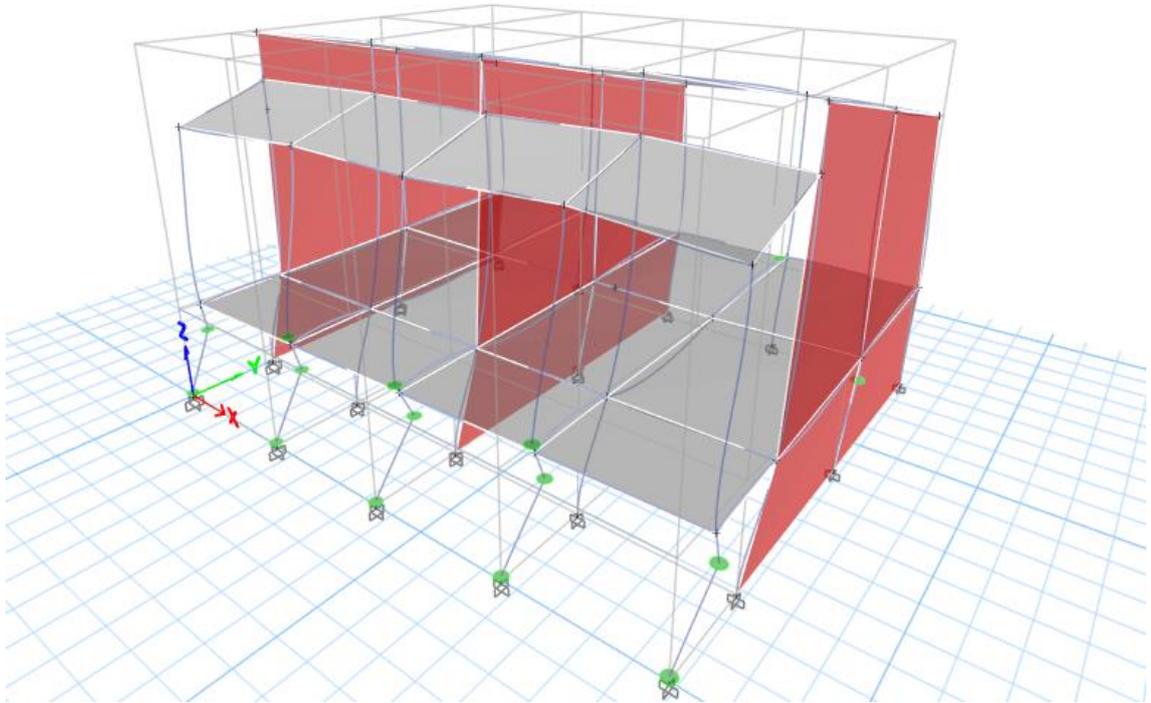
Para la dirección Y, se observa en la figura 104 el desplazamiento versus el cortante en la base de la estructura de la institución educativa, el desplazamiento máximo de 0.28 cm y un cortante de 1460.765 ton, en este momento la estructura se encuentra en el régimen inelástico próximo al colapso.

**Figura 100: Rótulas plásticas en la dirección X de la institución educativa
Abel Carbajal Pérez Chota.**



En la figura 105 se puede observar que para el desplazamiento máximo en la dirección X, se encuentran 4 rótulas de color rojo en las columnetas de apoyo de los balcones, una rótula de color rojo en la columna central C3, estas rótulas de color rojo se encuentran en precolapso, asimismo hay 15 rótulas de color verde es decir del régimen de operación inmediata en las columnas de apoyo, 8 rótulas de color verde en las columnas centrales de la edificación tipo C3, También se puede observar que existen 19 rótulas de color verde en las vigas, y una rótula de color celeste en las vigas posteriores es decir que estas vigas llegan hasta el régimen de seguridad de vida.

Figura 101: Rótulas plásticas en la dirección YY de la institución educativa Abel Carbajal Pérez Chota.



En la figura se puede observar que para el desplazamiento en la dirección Y, se encuentran 13 rótulas de color verde para las columnetas de apoyo, es decir que se encuentran en el estado de operación inmediata, 1 rótulas de color verde de la columna tipo c3 y 1 rótula de color rojo de la columna central tipo c3, es decir esta rótula llega hasta el régimen de precolapso.

4.2. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

Resultados similares obtuvieron en el estudio realizado por (De la Cruz Díaz, Muñoz Perez, & Marín Bardales, 2021), (Villar Gallardo & Oblitas Santa María, 2019), quienes encontraron que los módulos de las instituciones educativas son vulnerables ante acciones sísmicas, aplicando el método de Hirosawa. Así también el estudio realizado por (Quiroz Rodrigues, 2020) quien aplicó el método Hirosawa, obtuvo como resultados que el 49% de colegios son vulnerables y el otro 51% son seguros. Los resultados encontrados se deben debido a que la institución educativa Abel Carbajal Pérez, sus características del concreto como la resistencia a la compresión es de $(f'c)=175 \text{ kg/cm}^2$, el Módulo de Elasticidad (E): $2173706.51 \text{ kg/cm}^2$ para un $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, el Módulo de Poisson (ν): 0.20, el Peso específico (γ_C): 2400 kg/m^3 . Las características de los elementos de albañilería como ladrillo, se ha

considerado una resistencia del ladrillo ($f'm$): 65 kg/cm², el módulo de elasticidad (E): 32500 kg/cm² para $E=500*f'm$, el módulo de Poisson (ν): 0.25, el Peso Específico (γ_A): 1800 kg/m³ para albañilería. Luego el área total de las columnas es de 22000 cm², y se tuvo en cuenta los parámetros sísmicos de la edificación como $Z= 0.35$, $U= 1.5$, $S= 1.1$, $T_p=1$, $T_l= 1.6$, $R= 8$, y $C= 2.5$.

Para evaluar la vulnerabilidad mediante el método Fema154, se utilizó una evaluación rápida para sismos moderados, donde se evalúa, entre otras cosas, tipo de suelo, uso de la construcción, período de construcción; este método consistía en sumar la puntuación de todos los parámetros después de inspeccionar el módulo. La evaluación con este método da como resultado que la estructura no requiera una evaluación detallada porque la puntuación resultante es superior a 2.

El estudio de (Soto Raico, 2018) encontró que del análisis por el método FEMA 154 la estructura obtuvo un puntaje de 4 por lo que no requiere un estudio detallado, así mismo (Javier Rodriguez, 2021) encontró que la IEP N° 86269 María Auxiliadora y IEP Nuestra Señora de las Mercedes, por los métodos de vulnerabilidad un nivel no vulnerable en ambas instituciones educativas y respectivos pabellones en estudio. Sin embargo, caso contrario en los estudios realizados por (Burga Irigoín & Goicochea Aguilar, 2020) determinó que las instituciones educativas con la aplicación del método Fema 154, presentan vulnerabilidad alta con un 39.81%, vulnerabilidad baja con un 0.06%. También se determinó que hay módulos que se requirió de un estudio más detallado por lo que se realizó la identificación de patologías que presentan y se planteó la demolición. Así también (Arana Quispe & Ríos Sierra, 2020) encontró que la I.E. N°80818 J.B.G. presenta un Alto grado de Vulnerabilidad Sísmica.

La Institución educativa Abel Carbajal Pérez no presenta irregularidad en altura ya que se pudo verificar que todos los pisos de los Pabellones tienen la misma altura, se visualizó también que no hay cambios de dimensión en los ejes de las columnas y estas son continuas en todos los niveles, los pabellones no están ubicados en una zona inclinada, la superficie es levemente inclinada, no hay pisos débiles, tampoco columnas cortas. En cuanto a la irregularidad en planta, según los planos de estructuras y la verificación en campo no se notó ninguna irregularidad, ya que la forma de los pabellones es de manera rectangular. Se determinó que la Estructura de los Pabellones corresponde a un edificio de pórticos de concreto resistente al

momento que tiene la simbología C1, en el formato del FEMA 154, y se le asigna el puntaje básico de 2,8.

Para el dato de la consideración del número de pisos, del pabellon, posee 3 niveles en su totalidad. El año de la construcción según relata el director de la institución educativa el FEMA 154, es 1993 asimismo se aprecia que los planos han sido diseñados en el año 1991, según este método nos indica que el Pre-código se asocia a construcciones hechas antes de 1977, debido a que es el año de la primera norma sismorresistente peruana, y el Post-Benchmark se asocia a construcciones hechas a partir del 2014, y en el caso del Pabellón descrito, no fue construido después del 2018, es por eso que no se le asigna puntaje. En cuanto al Tipo de suelo de la Institución educativa Abel Carbajal Pérez es de clase E por lo que se le asigna un puntaje de -2.

Según el método de Benedetti Petrini en el edificio de nuestra institución educativa, es así que el estudio realizado por (Moreto Tuesta , Mechato Jimenez , & Díaz Jaúregui , 2021), encontró que la vulnerabilidad sísmica de la Institución Educativa Virgen Asunta, es baja, excepto los módulos C y D que presentan una vulnerabilidad media a baja. La vulnerabilidad sísmica de la Institución Educativa Isabel Lynch de Rubio, es baja, excepto los módulos D y E que presentan una vulnerabilidad media a baja. La vulnerabilidad sísmica de la Institución Educativa Seminario Jesús María, es baja. Por su parte, (Cardoza Ruiz & Castillo Chunga, 2022) encontró que por el método Benedetti Petrini, el módulo 4 obtuvo una vulnerabilidad media baja; el módulo 1 y 3 obtuvieron una vulnerabilidad baja; finalmente los módulos 2 y 5 obtuvieron una vulnerabilidad media alta.

(Abanto Valdivia & Cardenaz Cruz, 2016) encontró estructuras con vulnerabilidad media baja. En el Centro Histórico de Trujillo, las instituciones educativas: Antonio Raimondi y Marcial Acharán, tienen una infraestructura de albañilería confinada que posiblemente se han construido sin criterio técnico de edificación sismorresistente. (Moreto Tuesta & Mechato Jimenez, 2021), encontraron que la vulnerabilidad sísmica estructural para las instituciones educativas fueron desde baja hasta media a baja, por lo que se puede afirmar que ante un evento sísmico pueden ocurrir daños importantes en las estructuras, y por ende es peligroso el uso de los módulos con

mayor vulnerabilidad sin antes ser reparados y reforzados. (Narro Vasquez & García Razuri, 2020) obtuvo el grado de vulnerabilidad de la I.E.P.M. N°82552 media alta, la I.E. Inicial N°325 dividido por bloques donde el bloque “1” se obtuvo un grado de vulnerabilidad media alta y el bloque “2” un grado de vulnerabilidad media baja, la I.E. “7 de Junio” y la I.E. “Santísima Trinidad” un grado de vulnerabilidad bajo. Para concluir, se apreció que, debido a condiciones, materiales usados, mano de obra la estructura no tiene el comportamiento necesario en caso de un evento sísmico.

Al utilizar la metodología de Pushover los resultados de este estudio indican que la institución educativa Abel Carbajal Pérez no fue construida de acuerdo con los estándares sismorresistentes acudados, ya que fue construida en 1993. El estudio realizado por (Reyes Roque & Mercedes Soberanis, 2018) encontró que las rotulas plásticas prevalece en gran mayoría las de color celeste, es decir en el estado de seguridad de vida, esto indica que si bien hay una pérdida de rigidez de la estructura, pero los elementos están seguros con algún daño en sus partes. También encontró que la curva de capacidad en el pabellón de aulas tiene un desplazamiento de 0.069 cm y una cortante de 440 ton, es decir hay un desplazamiento muy pequeño considerando la fuerza cortante actuante en el diseño.

(Fernandez Hoyos, 2018), en su tesis encontró que la capacidad sismorresistente de la estructura se obtuvo luego de realizar el análisis pushover; en la dirección X-X se obtiene un cortante de 98.6 tn para un desplazamiento máximo en el punto de control igual a 5.982 cm. El desempeño sísmico alcanzado de esta edificación destinada a institución educativa; estructurada a base de pórticos de concreto armado no es aceptable en ambas direcciones (X, Y); ni por la norma peruana E.030, ni por los códigos de diseño tales como FEMA y ATC-40. Debido a que no se logra el objetivo principal que es la ocupación inmediata luego de un terremoto catalogado como raro o de diseño. Por su parte (Orihuela Ayala & Orihuela Tolentino, 2021) en su estudio encontró que en el sentido X-X, la cortante basal de 226,55 toneladas, y el desplazamiento horizontal máximo en el punto de control es de 24 cm. En la dirección Y-Y el desplazamiento de la base es de 392.59 ton f con un desplazamiento horizontal máximo de 3.03 cm, lo que provoca la falla del punto fijo de 4.13 cm porque forma un sistema estructural de albañilería confinada fallando los muros, cuya fuerza de cortante es de 279,75 toneladas. El puntaje de desempeño sísmico se

calculó para diferentes niveles de movimiento sísmico utilizando los métodos ASCE 41-17, lo que resultó en valores en la dirección "X - X" para niveles aleatorios repetidos. Un movimiento sísmico raro y muy raro golpea la curva de potencia con movimientos de 1,80 cm, 2,30 cm, 5,30 cm y 7,30 cm. De igual forma, los valores obtenidos en el sentido "Y-Y" de los niveles de movimientos sísmicos frecuentes, aleatorios, raros y muy raros se encuentran dentro de la curva de potencia con un desfase de 0,19 cm, 0,24 cm, 0,54 cm y 0,80 cm. El análisis estático no lineal concluye, por tanto, que los puntos de actuación incluidos en la representación bilineal de la curva de flujo, considerando la aceleración de 9,81 m/s², se encuentran en la región donde se representan a sí mismos en ambas direcciones en función a su desplazamiento horizontal máximo.

(Chavez Salas, 2021). encontró que al aplicarse el análisis no lineal (Pushover), el punto de desempeño permite verificar de qué manera la estructura se desarrollará ante un sismo severo. Con este método de los coeficientes modificados, se puede obtener el desplazamiento de la estructura en relación a la cortante que puede soportar la capacidad de la estructura. El desplazamiento máximo lateral y fuerza cortante el cual se encuentra el punto de desempeño de la curva de capacidad del Módulo Aulas" Desplazamiento lateral: 12.455636 cm y una Fuerza cortante: 210.444758 tnf. La capacidad máxima de la estructura está en relación de 02 a 03 veces su desempeño sísmico, es decir, se procedió a amplificar el sismo. Sin embargo, a pesar de ello, la estructura del Módulo Aulas" de la I.E. N° 11271 Siglo XXI se encuentra en un estado elástico lineal.

(Cumpa Amanca & Quispe Mendoza, 2019), encontraron la primera rotula plástica con una fuerza cortante de 122.93 Ton y desplazamiento de 1.11cm lo cual indica que a partir de este punto la estructura incursiona en el rango inelástico. El máximo desplazamiento se generó con una fuerza cortante de 282.06 ton y 7.40 cm de desplazamiento lateral, finalmente se determinó el nivel de desempeño, para un sismo de servicio la estructura posee un nivel de desempeño funcional, para sismo de diseño la estructura se encuentra en seguridad de vida y finalmente para la condición crítica (sismo máximo) esta estructura se encuentra en el colapso. Lo cual se aprecia que se necesita reforzamiento, asimismo se podría afirmar que existe el problema de columna débil viga fuerte. Esto significa que la primera planta va a

colapsar. Las primeras rótulas plásticas empiezan a formarse luego que la estructura supera el límite elástico, es decir luego de que se haya desplazado 3.17 cm. A partir de este punto se aprecia que la estructura atraviesa al régimen inelástico. La curva de capacidad se encuentra en el rango inelástico para el desplazamiento de 5.26 cm, lo que significa que, si la estructura se descarga en ese instante, presentará remanentes de deformación, lo cual daría como resultado daños correspondientes al nivel de prevención del colapso.

Al comparar los resultados con la teoría podemos apreciar que nuestra edificación estaría en el precolapso lo cual significa que ha comprometido con grietas pronunciadas a la estructura tanto en los elementos estructurales como en los elementos no estructurales. Asimismo según el desempeño y daño de la estructura el fema 356 nos dice que a partir del punto de fluencia de la curva de capacidad hasta el límite de desplazamiento de la estructura empieza el estado operacional inmediato llegando hasta el colapso.

La edificación de la Institución educativa Abel Carbajal Pérez fue construida con la norma anterior a la de 1997, la cual no tenía en cuenta la rigidez de la estructura, sino más bien sólo tenía en cuenta la ductilidad y la resistencia. El color de las rótulas plásticas está relacionado con los puntos generales del diagrama momento rotación dadas por el FEMA: punto inicial, punto de fluencia, resistencia del componente, y pérdida total de resistencia. El resultado final de la generación de rótulas es la curva de capacidad de la estructura, para ambas direcciones. Esta curva relaciona el desplazamiento versus el cortante en la base. En este caso en la figura se puede observar que para el desplazamiento en la dirección X, se encuentra una rótula de color rojo, es decir que llega hasta el precolapso, siendo el más desfavorable, y 16 rótulas en el estado de seguridad de vida.

5. CAPÍTULO V

5.1. CONCLUSIONES.

- La institución Educativa Abel Carbajal Pérez, según el método de Benedeti Petrini se obtuvo 180 puntos, por lo que presenta Vulnerabilidad media – baja. Y para la institución educativa San Juan resultando el valor de 76.25 por lo que el grado de vulnerabilidad de acuerdo al método de Benedeti Petrini es baja.
- Según el método de Hirosawa tanto en la dirección X-X como en la dirección Y-Y la institución educativa Abel Carbajal Pérez, es Vulnerable, ya que el Iso es mayor al Is. En tanto para la I.E San Juan tanto en la dirección X-X como en la dirección Y-Y según Hirosawa es No Vulnerable, ya que el Iso es menor al Is.
- Con una puntuación final de $S=2.8$, la institución educativa Abel Carbajal Pérez tiene una probabilidad de 1 en 630 de colapsar bajo acción sísmica, según la técnica Fema 154. La institución educativa San Juan recibió un puntaje final de $S=4$ después de ser evaluada utilizando el método Fema 154; la probabilidad de colapso del edificio bajo acción sísmica es de 1 en 1330. Por lo tanto, el edificio se comportaría satisfactoriamente bajo acción sísmica si su puntuación fuera superior a 2.
- Según el método Pushover, se evaluó la curva de desplazamiento Vs el cortante en la base de la Institución educativa Abel Carbajal Pérez, para la dirección XX obteniéndose que el desplazamiento máximo de 0.0538 cm y un cortante de 233.53 ton, en este momento la estructura se encuentra en el régimen inelástico próximo al colapso y para la dirección YY se obtuvo el desplazamiento máximo de 0.000356 cm y un cortante de 479.317 ton, en este momento la estructura se encuentra en el régimen inelástico próximo al colapso.
Para la I.E. San Juan se evaluó la curva de desplazamiento Vs el cortante para la dirección XX obteniéndose que el desplazamiento máximo es de 19.23 cm y un cortante de 678.21 ton, en este momento la estructura se encuentra en el régimen inelástico próximo al colapso y, para la dirección YY se obtuvo el desplazamiento máximo de 0.28 cm y un cortante de 1460.765 ton, en este momento la estructura se encuentra en el régimen inelástico próximo al colapso.

5.2. RECOMENDACIONES.

- Realizar un instrumento de evaluación estructural sismorresistente teniendo en cuenta con la finalidad de unificar las metodologías cuantitativas, y así utilizarlo en nuestro territorio.
- Se recomienda realizar investigaciones de señales sísmicas en la localidad de Chota utilizando diversas metodologías e instrumentos, para conocer mejor el comportamiento de los suelos.
- Gestionar la construcción de un nuevo local para la institución educativa Abel Carbajal Pérez, debido a que la estructura no puede ser reforzada, ya que se encuentra en el estado de prevención del Colapso, según el método de Pushover.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- Abanto Valdivia, S., & Cardenaz Cruz, D. J. (2016). Determinación de la vulnerabilidad sísmica aplicando el método de Benedetti - Petrini en las instituciones educativas del Centro Histórico de Trujillo, Provincia de Trujillo, Región La Libertad. Tesis, Trujillo. Recuperado el 16 de 03 de 2023, de <http://repositorio.upao.edu.pe/handle/20.500.12759/2056>
- Aguirre Paulini, V. M., & Sandoval Valenzuela, A. A. (2019). Vulnerabilidad sísmica aplicando el método Hirosawa en la Institución Educativa Elvira García y García - Chiclayo - Perú. Obtenido de Repositorio de la universidad de San Martín de Porres: <https://repositorio.usmp.edu.pe/handle/20.500.12727/5958?locale-attribute=en>
- Arana Quispe, Á. E., & Ríos Sierra, C. A. (2020). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la institución educativa N°80818 “Jorge Basadre Grohmann” - Distrito Florencia de Mora. Tesis, Universidad César Vallejo. Recuperado el 16 de 03 de 2023, de <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/78640>
- Barbat , A. (1998). El riesgo sísmico en el diseño de edificios, Calidad Siderúrgica,.
- Bautista Y, H., & Pauca G, Y. (2021). Evaluación sísmica con métodos análisis dinámico modal espectral y tiempo historia en institución educativa 9 de diciembre - La Mar – Ayacucho. Trujillo, Peú.
- Bektas, N., & Kegyes-Brassai, O. (2022). Conventional RVS Methods for Seismic Risk Assessment for Estimating the Current Situation of Existing Buildings: A State-of-the-Art Review. *Sustainability*, 14(5), 40. <https://doi.org/https://doi.org/10.3390/su14052583>
- Benedetti , D., & Petrini , V. (1984). Sulla vulnerabilitá sísmica di edifici in muratura: Prioste di un método di valutazione, *L'industria delle Costruzioni*, Roma, Italia.
- Benedetti, D., & Petrini, V. (1984). Sulla vulneeabilitá sismica di edifici in muratura i proposte di un metodo di valutazione. *L'industria delle Costruzioni*, 66-74.
- Bonett, R. L. (2003). Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. Barcelona, España.
- Borzi, B., & et al. (2008). Análisis de vulnerabilidad simplificado basado en empuje para la evaluación a gran escala de edificios RC. *Engineering Structures*, 804-820. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.05.021>
- Burga Irigoín, J. H., & Goicochea Aguilar, J. (2020). Vulnerabilidad sísmica y estructural en las instituciones educativas públicas de nivel primario y secundario de la ciudad de Íllimo. Tesis, Universidad Señor de Sipán, Lambayeque. Recuperado el 16 de 03 de 2023, de <https://repositorio.uss.edu.pe/handle/20.500.12802/8156>
- Caballero, Á. (2007). Determinación de la vulnerabilidad sísmica por medio del método del índice de vulnerabilidad en las estructuras ubicadas en el centro histórico de la ciudad de Sincelejo, utilizando la tecnología del sistema de información geográfica. Sincelejo: Fundación Universidad del Norte.

- Calvi, G. (1999). A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings.
- Calvi, G., Pinho, R., Magenes, G., & Bommer, J. (2006). Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 75-104.
- Cardoza Ruiz, M. J., & Castillo Chunga, D. T. (2022). Evaluación estructural aplicando el método Benedetti Petrini en la I.E 14120 - Chapairá-Castilla-Piura-2022. Tesis, Universidad César Vallejo, Piura. Recuperado el 16 de 03 de 2023, de https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/88597/Cardoza_RMJ-Castillo_CDT-SD.pdf?sequence=1
- Casanca Huerta, J. J., & Matos Valverde, M. A. (2019). Análisis de la vulnerabilidad sísmica del pabellón “C” en la institución educativa Mariscal Toribio de Luzuriaga Independencia Huaraz - 2018. Obtenido de Repositorio de la Universidad César Vallejo: <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/40659>
- Casas A, J., & et al. (2002). La encuesta como técnica de investigación. Elaboración de cuestionarios y tratamiento estadístico de los datos (I). Investigación.
- Cercado M, A. (2021). Análisis dinámico tiempo historia y modal espectral de una estructura usando la norma E.030 2003 y 2018, La Victoria 2021. Lima, Perú.
- Cercado M, A. (2021). Análisis dinámico tiempo historia y modal espectral de una estructura usando la norma E.030 2003 y 2018, La Victoria 2021. Lima, Perú.
- Chavez Salas, A. D. (2021). Análisis estático no lineal de cedencia sucesiva para la evaluación de desempeño sismoresistente método Pushover I.E. N° 11271, Chiclayo-2021. Tesis, Universidad César Vallejo, Chiclayo. Recuperado el 17 de 03 de 2023, de <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/71250>
- Chavez, J. (2012). Consultoría para la definición operativa y diseño del cuestionario para la medición de indicadores de resultado del Programa Presupuestario Reducción de la Vulnerabilidad y Atención de Emergencias por Desastres en el componente de Resiliencia. Lima .
- Corsanego, A., & Petrini, V. (1990). Seismic vulnerability of buildings-work in progress. Proceedings of the Workshop II on Seismic Risk Vulnerability and Risk Assessment, Trieste, Italy. 577-598.
- Cumpa Amanca, J., & Quispe Mendoza, B. H. (2019). “Evaluación del Desempeño Sismoresistente de la institución educativa N° 50217 de la comunidad Umachucro - San Salvador, aplicando el Método de Análisis Estático No Lineal de cedencia Sucesiva (PUSHOVER)”. Tesis, Universidad Andina del cusco, San Salvador. Recuperado el 17 de 03 de 2023, de https://alicia.concytec.gob.pe/vufind/Record/UACI_67f10cda0987b79cd2af0c6096652946
- D'Ayala, D., Spence, R., Oliveira, C., & Pomonis, A. (1997). Earthquake loss estimation for Europe's historic town centres. *Earthquake Spectra*, 773-794.

- De la Cruz Díaz, D. R., Muñoz Perez, S. P., & Marín Bardales, N. H. (2021). Evaluación del índice de daño mediante Hirosawa para determinar la vulnerabilidad sísmica en los centros educativos en La Victoria, Chiclayo. *Epistemia*, 5(1), 16. <https://doi.org/https://doi.org/10.26495/re.v5i1.1837>
- Dolce, M., Kappos, A., & Coburn, A. (1994). Report of the EAEW working group 3: vulnerability and risk analysis. Technical Report 10th European Conference of Earthquake Engineering, 3049-3077.
- ESCALE. (2023). ESCALE. (M. d. educación, Editor) Recuperado el 30 de 09 de 2021, de <http://escale.minedu.gob.pe/padron-de-ieee>
- FEMA 440. (2005). Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Washington D.C.
- FEMA P-154. (2015). Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook.
- FEMA, P.-1. (2015). Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook. California.
- Fernandez Hoyos, W. (2018). Análisis Pushover para evaluar el desempeño sísmico de una Institución Educativa en el Centro Poblado Yungasuyo, Provincia Utcubamba - Amazonas. Tesis, Universidad César Vallejo, Utcubamba. Recuperado el 17 de 03 de 2023, de <https://renati.sunedu.gob.pe/handle/sunedu/2949820>
- Figueroa Melo, E., & Taipe Reyes, A. M. (2020). Reforzamiento de una vivienda autoconstruida mediante la evaluación estructural Método FEMA 154, Canto Rey - San Juan de Lurigancho 2020. Tesis, Universidad César Vallejo, Lima. Recuperado el 16 de 03 de 2023, de <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/65563>
- Grünthal, G. (1998). European macroseismic scale. European Seismological Commission.
- Gulfo Mendoza, A. (2015). Vulnerabilidad sísmica de la infraestructura escolar urbana en Girardot-Cundinamarca. *Revista ingenierías*. Recuperado el 27 de 10 de 2020, de [ingenierias.uanl.mx > vulnerabilidad_sismica](http://ingenierias.uanl.mx/vulnerabilidad_sismica)
- Hadzima-Nyarko, M. (2021). Características arquitectónicas y determinación de la capacidad portante como indicador clave para el refuerzo de los edificios de la escuela primaria: Estudio de caso Osijek. *Structures*, 3996-4011. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.09.105>
- Harirchian, E., Lahmer, T., Sreekanth, B., Mohammad, K., & Mosavi, A. (2020). Earthquake Safety Assessment of Buildings through Rapid Visual Screening. *Buildings*, 16. <https://doi.org/https://doi.org/10.3390/buildings10030051>
- Hernández, R., Fernández, C., & Batista, M. (2014). Metodología de la investigación (6a ed. ed.). México: MC Graw Hill education.
- Hirosawa, M. (1992). "Retrofitting and Restoration of Buildings in Japan". Tsukuba, Japón.

- Hirosawa, M. (1992). "Retrofitting and restoration of buildings in Japan", IISEE Lecture Note of Seminar Course, Tsukuba, Japan.
- Huarca Quillille, W. R., & Vásquez Orcon, G. (2022). Desempeño sísmico aplicando un análisis estadístico no lineal Pushover de la I.E. N° 40061 Estado de Suecia, Cerro Colorado - Arequipa - 2022. Tesis, Universidad César Vallejo, Arequipa. Recuperado el 18 de 03 de 2023, de <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/88331>
- I G P. (2021). Sismo del datem del marañón del 28 de noviembre 2021 (m7.5) y niveles de sacudimiento del suelo. Lima, Pe´ru: IGP Ciencias de la tierra sólida. Obtenido de https://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/storage/biblioteca//12665_sismo-del-datem-del-maranon-del-28-de-noviembre-2021m75-y-niveles-de-sacudimiento-del-suelo-provincia-del-datem-del-maranon-region-loreto-informe-tecn.pdf
- Iglesias, J. (1986). "Evaluación de la capacidad sísmica de edificios en. México.
- Javier Rodriguez, F. M. (2021). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica y reforzamiento estructural de las instituciones educativas públicas del distrito de Carhuaz, Áncash. Tesis, Universidad César Vallejo, Áncash. Recuperado el 16 de 03 de 2023, de <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/85473>
- Kuroiwa, J. (2016). Manual para la Reducción del riesgo sísmico en el Perú. Lima: Industrias Gráficas Ausangate S.A.C. Obtenido de <http://sigrid.cenepred.gob.pe/docs/PARA%20PUBLICAR/MINISTERIOS/Manual%20para%20la%20Reduccion%20del%20Riesgo%20Sismico%20de%20Viviendas%20en%20el%20Peru.pdf>
- Lagomarsino, S., & Giovinazzi, S. (2006). Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. Bull Earthquake Engineering, 415-443.
- Lezama, J. (2015). Estudio de vulnerabilidad - Bloque 3 - Administración. Arequipa Perú.
- MINEDU. (2003). Ley general de educacion. Lima, Perú. Obtenido de http://www.minedu.gob.pe/p/ley_general_de_educacion_28044.pdf
- Moreno González, R., & Bairán García, J. R. (2012). Evaluación sísmica de los edificios de mampostería típicos de Barcelona aplicando la metodología Risk-UE. Elsevier, 161-169. Recuperado el 27 de 10 de 2020, de <https://reader.elsevier.com/reader/sd/pii/S0213131512000211?token=6C576479B89094935801B687BFE4799FAC52F5CB324FF0E12FFD12563B54961A689AAA8D785399A599316A5AC34ADB30>
- Moreto Tuesta , C., & Mechato Jimenez, M. J. (2021). Vulnerabilidad sísmica estructural de las instituciones educativas públicas del centro histórico de Chachapoyas aplicando el método de Benedetti-Petrini, 2018. Tesis, Universidad Nacional Toribio Rodriguez de Mendoza, Chachapoyas. Recuperado el 16 de 03 de 2023, de <https://repositorio.untrm.edu.pe/handle/20.500.14077/2386>
- Moreto Tuesta , C., Mechato Jimenez , M. J., & Díaz Jaúregui , G. A. (2021). Vulnerabilidad sísmica estructural de instituciones educativas públicas, aplicando

- el método de benedetti-petrini. *Revista Científica UNTRM: Ciencias Naturales e Ingeniería*, 4(2), 9. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.25127/ucni.v4i2.728>
- Municipalidad Provincial de Chota. (2020). Ubicación geográfica. <https://doi.org/https://www.munichota.gob.pe/index.php/municipalidad/ubicacion>
- Narro Vasquez , O. O., & García Razuri, J. C. (2020). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica aplicando el método Benedetti-Petrini en las instituciones educativas en el distrito de Cupisnique-Contumazá-Cajamarca, 2020. Tesis, Universidad César Vallejo, Contumazá. Recuperado el 16 de 03 de 2023, de <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/59512>
- OPS. (2004). Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud. Washington D. C: OPS. Obtenido de <https://iris.paho.org/handle/10665.2/816>
- Orihuela Ayala, E. C., & Orihuela Tolentino, M. C. (2021). Desempeño sísmico del pabellón "D" de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal "Pushover", distrito Chilca, Huancayo, 2021. Tesis, Universidad Continental, Huancayo. Recuperado el 17 de 03 de 2023, de <https://repositorio.continental.edu.pe/handle/20.500.12394/11451>
- Paredes Azaña, M. A. (2016). Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no lineal pushover. Lima: UPC.
- Paredes Azaña, M. Á. (2022). Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no lineal pushover. Lima: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC).
- Paucar P, J. (2021). Evaluacion y ampliacion estructural de una vivienda multifamiliar de albañilería confinada en la ciudad de Huancayo. Huancayo. Obtenido de https://repositorio.upla.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12848/2830/T037_43904694_T.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Pecori Zavaleta, C. G., & Cruz Miranda, O. (2018). Estudio de vulnerabilidad sísmica de la IE emblemática San Juan de la ciudad de Trujillo. Tesis, Trujillo. Recuperado el 27 de 10 de 2020, de <https://repositorio.upn.edu.pe/handle/11537/12867>
- Peñaloza Condori, R. (2021). Análisis estático incremental para estimar el desempeño sísmico de la “Institución Educativa G.U.E. San Carlos” Puno. Tesis, Universidad Privada de Tacna, Puno. Recuperado el 18 de 03 de 2023, de <https://renati.sunedu.gob.pe/handle/sunedu/3144726>
- Pique del Pozo, J., & Scaletti Farina, H. (1991). Análisis sísmico de edificios . Lima: Consejo departamental Lima.
- Quiroz Rodrigues, J. B. (2020). Análisis de vulnerabilidad sísmica basado en el método Hirosawa para los colegios públicos secundarios del distrito de Chiclayo - Lambayeque. Tesis, Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, Lambayeque. Recuperado el 16 de 03 de 2023, de

https://tesis.usat.edu.pe/bitstream/20.500.12423/2959/1/TL_QuirozRodriguezJuan.pdf

- Quispe Huamán, W. (2019). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las aulas del Centro Educativo Primario N° 10237 del distrito de Cutervo - Cajamarca. Obtenido de Repositorio de la Universidad Nacional de Cajamarca: <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/20.500.14074/2881>
- Reyes C, J., & Sánchez C, K. (2021). “Análisis sísmico del nuevo proyecto de la Institución Educativa 81583 la Merced, Distrito de Laredo - Trujillo - La Libertad”. Trujillo, Perú.
- Reyes Loáisiga, N., Sarria Sirias, A., & Maltez Montiel, J. (s.f.). Metodología para la determinación de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones. Obtenido de <https://webserver2.ineter.gob.ni/sis/vulne/managua-luz/PAPER.pdf>
- Reyes Roque, F. A., & Mercedes Soberanis, L. I. (2018). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la infraestructura educativa de Coyllur, ciudad de Huaraz - región Ancash 2018. Tesis, Universidad César Vallejo, Huaraz. Recuperado el 18 de 03 de 2023, de <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/26540>
- Rodríguez Anaya, R. D. (Julio-Diciembre de 2018). Vulnerabilidad estructural ante riesgo sísmico de las viviendas de la subcuenca Chucchun - Carhuaz. Aporte Santiaguino, 11(2), 311-322. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.32911/as.2018.v11.n2.584>
- Ruiz Panta, R. P. (2021). Análisis de la vulnerabilidad estructural de la Institucion Educativa José Mercedes Carlos Mio de la localidad de Becara-distrito Vice - provincia Sechura-departamento Piura - 2021. Tesis, Universidad nacional de Piura, Sechura. Recuperado el 17 de 03 de 2023, de <https://repositorio.unp.edu.pe/handle/20.500.12676/3600>
- Safina, S. (2003). Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Safine Melone, S. (2002). Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España. Recuperado el 27 de 03 de 2021, de <https://www.tdx.cat/handle/10803/6226;jsessionid=9F73BC2B8F92B9188204D7F264A0F184#page=1>
- Saler, E., & et al. (2023). Un nuevo enfoque combinado para priorizar las intervenciones de reacondicionamiento sísmico en las existencias de edificios escolares de RC. International Journal of Disaster Risk Reduction. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.ijdr.2023.103767>
- Soto Raico, E. E. (2018). Comparación de los métodos: fema 154, hirosawa y demanda - resistencia para evaluar vulnerabilidad sísmica en infraestructura educativa – Baños del Inca. Tesis, Universidad Privada del Norte, Cajamarca. Recuperado el 16 de 03 de 2023, de <https://repositorio.upn.edu.pe/handle/11537/13477>

- Tavera, H., Bernal, I., Condori, C., Ordaz, M., Zevallos, M., & Ishizawa, O. (2014). Evaluación del Peligro Sísmico en Perú. Instituto Geofísico del Perú, Lima, Perú.
- Tavera, H., Delouis, B., Mercado, A., & Portugal, D. (2021). Loreto intermediate depth earthquake of 26 May 2019 (Northeast Peru): source parameters by inversion of local to regional waveforms and strong-motion observations.
- Toledo, E. V. (2011). Pushover - Análisis No Lineal Estático en Edificios de Concreto Armado. Lima Perú.
- Urteaga Loayza, W. M. (2019). Nivel de desempeño sísmico del edificio N° 01 de la institución educativa San Ramón (anexo Chontapaccha) considerando la interacción suelo estructura. Tesis, Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca. Recuperado el 18 de 03 de 2023, de <https://renati.sunedu.gob.pe/handle/sunedu/3233189>
- Vargas, Y. F., Pujades, L. G., & Hurtado, J. E. (2013). Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios. 29(2), 63-78. Recuperado el 27 de 10 de 2020, de <https://reader.elsevier.com/reader/sd/pii/S0213131513000175?token=E7111EEE819C09EF06F9C87C76A66489B0447A23E3AFBA84558287B4041D14B242AF7DF905BD0C14D412810335C5451C>
- Vielma, J. C., Herrera, I., & Pujades, L. (2014). Metodologías de evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios: un estado del conocimiento. Contribuciones a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios.
- Villar Gallardo, E. A., & Oblitas Santa María, J. M. (2019). Vulnerabilidad sísmica aplicando el método hirosawa en la institución educativa Elvira García y García – Chiclayo – Perú. Tesis, Universidad San Martín de Porres, Lima. Recuperado el 16 de 03 de 2023, de https://repositorio.usmp.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12727/5958/aguirre_pvm-sandoval_vaa.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Yépez, F. (1996). Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras aplicando técnicas de simulación. Barcelona, España: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Yepez, F., Barbat, A. H., & Canas, J. A. (1995). Riesgo, Peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería. Barcelona: A. H. Barbat. Obtenido de <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/27297?locale-attribute=es>

ANEXOS.

ANEXO 1. MATRIZ DE CONSISTENCIA METODOLÓGICA

Formulación del problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Dimensiones	Indicadores	Instrumento de recolección de datos	Metodología	Población y muestra
¿Cuál es la vulnerabilidad sísmica en instituciones educativas empleando diferentes metodologías de evaluación estructural?	<p>Evaluar la vulnerabilidad sísmica en instituciones educativas empleando diferentes metodologías de evaluación estructural.</p> <p>Específicos: 2. Evaluar la vulnerabilidad sísmica mediante el método de Benedetti Petrini en las instituciones educativas de la Ciudad de Chota. 3. Determinar la vulnerabilidad sísmica mediante el método de Hirosawa en las instituciones educativas de la Ciudad de Chota. 4. Determinar la vulnerabilidad sísmica mediante el método de FEMA 154 en las instituciones educativas de la Ciudad de Chota.</p>	La vulnerabilidad sísmica en instituciones educativas empleando diferentes metodologías de evaluación estructural, es alta.	Vulnerabilidad sísmica	<p>MÉTODO DE BENEDETTI PETRINI</p> <p>- MÉTODO DE HIROSAWA</p> <p>- MÉTODO FEMA 154</p>	<p>Organización del sistema resistente</p> <p>Calidad del sistema resistente.</p> <p>Resistencia convencional.</p> <p>Posición del edificio y cimentación.</p> <p>Diafragmas horizontales.</p> <p>Configuración en planta</p> <p>Configuración en elevación.</p> <p>Distancia máxima entre los muros.</p> <p>Tipo de cubierta.</p> <p>Elementos no estructurales.</p> <p>Estado de conservación.</p> <p>Cálculo del índice Is</p> <p>Cálculo de Eo</p> <p>Cálculo de SD</p> <p>Regularidad ai</p> <p>Identificación del sistema estructural.</p> <p>Identificación de los atributos y modificadores de la edificación.</p>	<p>ESCALA DE BENEDETTI PETRINI</p> <p>ESCALA DE HIROSAWA</p> <p>ESCALA DE FEMA 154</p>	<p>Método hipotético deductivo</p> <p>Método de la observación científica</p> <p>Procedimiento.</p> <p>Se procederá a identificar cada una de las instituciones educativas a ser intervenidas.</p> <p>Se realizará la Recopilación de datos a través de la escala de Benedetti Petrini</p> <p>Para la interpretación de los resultados, a continuación, se determinará el grado de vulnerabilidad de una estructura, en bajo, medio y alto.</p> <p>La información se procederá a codificar manualmente las fichas del instrumento, donde se creará una matriz de datos para facilitar el ingreso de la información en el programa SPSS versión 25, el análisis estadístico se realizará mediante estadística descriptiva (frecuencias y porcentajes) con un intervalo de confianza del 95%.</p>	<p>Edificios de las 5 instituciones educativas de la ciudad de Chota 2021,</p> <p>Muestra: I.E. Abel Carbajal Pérez, I.E San Juan.</p> <p>Criterios de inclusión: Que pertenezcan a la zona urbana de la Ciudad de Chota. Que sean instituciones públicas. Que los directivos permitan el acceso y la información de las instituciones educativas.</p> <p>Criterios de exclusión: Que sean del nivel primario, superior o inicial. Que sean instituciones privadas. Que funcionen en locales distintitos a los asignados. Que sean de educación básica regular.</p>

APÉNDICE 1.

ESCALA NUMÉRICA DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD IV, PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO (BENEDETTI Y PETRINI, 1984).

i	Parámetro	KiA	KiB	KiC	KiD	Wi
1	Organización del sistema resistente	0	5	20	45	1
2	Calidad del sistema resistente	0	5	25	45	0.25
3	Resistencia convencional	0	5	25	45	1.5
4	Posición del edificio y cimentación	0	5	25	45	0.75
5	Diafragmas horizontales	0	5	25	45	1
6	Configuración en planta	0	5	25	45	0.5
7	Configuración en elevación	0	5	25	45	1
8	Separación máxima entre muros	0	5	25	45	0.25
9	Tipo de cubierta	0	15	25	45	1
10	Elementos no estructurales	0	0	25	45	0.25
11	Estado de conservación	0	5	25	45	1

APÉNDICE 2.
ESCALA DE HIROSAWA.

FORMULARIO

Institución: _____ Bloque: _____

1. Organización del sistema resistente: Foto(s) N°(s): _____

2. Calidad del sistema resistente: Foto(s) N°(s): _____
Homogeneidad de las unidades de albañilería: _____
Verticalidad de los muros de albañilería: _____
Juntas horizontales y verticales de mortero (en cm): _____

3. Resistencia Convencional: Foto(s) N°(s): _____
Número de pisos N: _____
Altura media de los pisos H: _____ m.

4. Posición del edificio y de la cimentación: Foto(s) N°(s): _____

5. Diafragmas horizontales: Foto(s) N°(s): _____

6. Configuración en planta:
L (lado mayor) a (lado menor) b (protuberancia)
 $\beta_1 = a/L$ _____ $\beta_2 = b/L$ _____

7. Configuración en elevación: Foto(s) N°(s): _____

8. Distancia máxima entre los muros L/S: → Desarrollar en gabinete

9. Tipo de cubierta: Foto(s) N°(s): _____

10. Elementos no estructurales: Foto(s) N°(s): _____

11. Estado de conservación: Foto(s) N°(s): _____
