

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE ESTUDIO DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Evaluación estructural para verificar el comportamiento adecuado del Pabellón C de la I.E. 80140 - Nivel Secundario, del Distrito de Chugay, Sánchez Carrión, La Libertad

Línea de Investigación : Ingeniería de la Construcción, Ingeniería Urbana,
Ingeniería Estructural

Sub Línea de Investigación : Estructuras y Materiales

Autor:

Castillo Briceño, Wellington Lenindyn

Jurado evaluador:

Presidente : Cancino Rodas, Cesar Leonidas

Secretario : Galicia Guarniz, William Conrad

Vocal : Burgos Sarmiento, Tito Alfredo

Asesor:

Perrigo Sarmiento, Félix Gilberto

Código ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-1818-6654>

TRUJILLO – PERU

2023

Fecha de sustentación: 2023/12/15

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE ESTUDIO DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Evaluación estructural para verificar el comportamiento adecuado del Pabellón C de la I.E. 80140 - Nivel Secundario, del Distrito de Chugay, Sánchez Carrión, La Libertad

Línea de Investigación : Ingeniería de la Construcción, Ingeniería Urbana,
Ingeniería Estructural

Sub Línea de Investigación : Estructuras y Materiales

Autor:

Castillo Briceño, Wellington Lenindyn

Jurado evaluador:

Presidente : Cancino Rodas, Cesar Leonidas

Secretario : Galicia Guarniz, William Conrad

Vocal : Burgos Sarmiento, Tito Alfredo

Asesor:

Perrigo Sarmiento, Félix Gilberto

Código ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-1818-6654>

TRUJILLO – PERU

2023

Fecha de sustentación: 2023/12/15

Evaluación estructural para verificar el comportamiento adecuado del Pabellón C de la I.E. 80140 - Nivel Secundario, del Distrito de Chugay, Sánchez Carrión, La Libertad

INFORME DE ORIGINALIDAD

0%

INDICE DE SIMILITUD

0%

FUENTES DE INTERNET

0%

PUBLICACIONES

0%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS



FELIX GILBERTO FERRIGO SARMIENTO
INGENIERO CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 29401

Excluir citas Activo

Excluir bibliografía Activo

Excluir coincidencias < 2%

DECLARACIÓN DE ORIGINALIDAD

Yo, Perrigo Sarmiento, Félix Gilberto, docente del Programa de Estudio de Ingeniería Civil de la Universidad Privada Antenor Orrego, asesor de la tesis de investigación titulada: "Evaluación estructural para verificar el comportamiento adecuado del Pabellón C de la I.E. 80140 - Nivel Secundario, del Distrito de Chugay, Sánchez Carrión, La Libertad", del autor Castillo Briceño Wellington Lenindyn, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud del 00%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software Turnitin el día 10 de diciembre del 2023.
- He revisado con detalle dicho reporte de la tesis "Evaluación estructural para verificar el comportamiento adecuado del Pabellón C de la I.E. 80140 - Nivel Secundario, del Distrito de Chugay, Sánchez Carrión, La Libertad", y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las normas establecidas por la Universidad.

Trujillo, 10 de diciembre del 2023



.....
Castillo Briceño, Wellington Lenindyn

DNI: 70095257



FELIX GILBERTO PERRIGO SARMIENTO
INGENIERO CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 29401

.....
PERRIGO SARMIENTO FELIX GILBERTO

DNI: 16484330

Código Orcid: <https://orcid.org/0000-0002-1818-6654>



JURADO CALIFICADOR

TESIS:

Evaluación estructural para verificar el comportamiento adecuado del Pabellón C de la I.E. 80140 – Nivel Secundario, del Distrito de Chugay, Sánchez Carrión, La Libertad.

AUTOR: Castillo Briceño, Wellington Lenindyn

.....
Ing. Cancino Rodas, Cesar Leonidas
PRESIDENTE
CIP: 77103

.....
Ing. Galicia Guarniz, William Conrad
SECRETARIO
CIP: 96091

.....
Ing. Burgos Sarmiento, Tito Alfredo
VOCAL
CIP: 82596

.....
ING. PERRIGO SARMIENTO, FÉLIX GILBERTO
ASESOR
CIP: 29401

DEDICATORIA

Con mucho amor a mis padres Marcial y Antia,

gracias por estar conmigo en este camino de la búsqueda profesional. Gracias por darme siempre el apoyo para no rendirme y seguir adelante. Gracias por haberme formado con valores y principios y por todo el amor que siempre me brindan.

A mi hermano Willan, por su inmenso apoyo, gracias por todo; a mis demás hermanos Holguin, Janeth, Sucelina y Jakeline por todo su apoyo brindado. Gracias por estar siempre presentes y por su amor hacia mi persona.

A mi sobrino Alessandro Zaid, por acompañarme en los momentos de encierro y hacerme sonreír con sus ocurrencias.

Br. Castillo Briceño, Wellington L.

AGRADECIMIENTO

Agradezco infinitamente a mi asesor Félix Pérrigo Sarmiento por el tiempo dedicado y por los consejos brindados sin los cuales no hubiese podido llegar a esta instancia anhelada.

A las personas que intervinieron directamente en este trabajo, como el director de la I.E. 80140, Elmer Chaves Jara por las facilidades brindadas; a la Señora Magaly Briceño por el apoyo en las gestiones municipales; a los ingenieros de CEINTPERU, EMEQ, TEDI y CCIP por los cursos que afianzaron mis conocimientos y a todas las personas y amigos que me brindaron su apoyo.

Finalmente agradezco al Programa de Ingeniería Civil de la Universidad Privada Antenor Orrego y a todos los docentes que me formaron estos años de carrera.

Br. Castillo Briceño, Wellington Lenindyn

RESUMEN

Los centros educativos deben tener una infraestructura con la capacidad de satisfacer las necesidades importantes de seguridad, funcionalidad y habitabilidad, estas edificaciones son importantes en el contexto de emergencias y su uso es fundamental. El gran peligro sísmico en todo el país es inminente por ser parte del cinturón de fuego del pacífico. Con esta investigación se busca desarrollar la evaluación estructural para verificar el comportamiento adecuado del pabellón C de la Institución Educativa 80140 - nivel secundario del distrito de Chugay, Sánchez Carrión , La Libertad.

El tipo de investigación fue aplicada - cuantitativa y el nivel fue descriptivo. En primer lugar, se realizó la inspección estructural empleando la ficha técnica para la recolección de datos, donde se identificó y describió las características de la edificación. Luego se realizaron los ensayos no destructivos de esclereometría y escaneo del refuerzo. Con estos datos se procedió a modelar empleando el programa ETASB V.21., luego la estructura fue sometida a un análisis sísmico estático y dinámico para ser verificado según la norma E.030. Se verifico el diseño de los elementos estructurales según la norma E.060 y la norma E.070.

Como resultado de la evaluación, el bloque general no cumplió con las derivas de entrepiso en la dirección longitudinal "X-X" donde la deriva máxima fue de 13.68‰ superando la deriva límite de 7‰ "Concreto armado" y en la otra dirección "Y-Y" se cumplió con la deriva límite de 5‰ "Albañilería", donde la deriva máxima fue de 1.05‰.

Se propuso el reforzamiento global de la estructura para mejora la rigidez lateral en el sentido longitudinal de la edificación "X-X". Para esto se encamisó las columnas de los pórticos y se implementó placas en la dirección longitudinal. Además, se realizó el reforzamiento de la cimentación debido a que no se cumplía con la presión admisible del suelo.

Palabras clave: evaluación estructural, sismo, patologías, derivas, diseño estructural, ETABS, reforzamiento.

ABSTRACT

The educational centers must have an infrastructure with the capacity to meet the important needs of safety, functionality and habitability; these buildings are important in the context of emergencies and their use is fundamental. The great seismic danger throughout the country is imminent because it is part of the Pacific Ring of Fire. This research seeks to develop a structural evaluation to verify the adequate behavior of pavilion C of the Educational Institution 80140 - secondary level in the district of Chugay, Sánchez Carriónn, La Libertad.

The type of research was applied and the level was descriptive. First, the structural inspection was carried out using the technical data collection sheet, where the characteristics of the building were identified and described. Then, nondestructive sclereometry and reinforcement scanning tests were performed. With this data we proceeded to model using the ETASB V.21 program, then the structure was subjected to a static and dynamic seismic analysis to be verified according to standard E.030. The design of the structural elements was verified according to standard E.060 and standard E.070.

As a result of the evaluation, the general block did not comply with the interstory drifts in the longitudinal direction "X-X" where the maximum drift was 13.68‰ exceeding the limit drift of 7‰ "Reinforced concrete" and in the other direction "Y-Y" the limit drift of 5‰ "Masonry" was complied with, where the maximum drift was 1.05‰.

Global reinforcement of the structure was proposed to improve the lateral stiffness in the longitudinal direction of the building "X-X". For this purpose, the columns of the moment frames were sleeved and concrete walls shear were implemented in the longitudinal direction. In addition, the foundation was reinforced because it did not comply with the allowable soil pressure.

Keywords: structural evaluation, earthquake, pathologies, drifts, structural design, ETABS, rehabilitation.

PRESENTACIÓN

Señores Miembros del Jurado.

Cumpliendo con lo dispuesto en el Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería, Programa de Ingeniería Civil de la Universidad Privada Antenor Orrego, tengo a bien hacer la presentación de la tesis titulada: **“EVALUACIÓN ESTRUCTURAL PARA VERIFICAR EL COMPORTAMIENTO ADECUADO DEL PABELLÓN C DE LA I.E. 80140 - NIVEL SECUNDARIO, DEL DISTRITO DE CHUGAY, SÁNCHEZ CARRIÓN, LA LIBERTAD”** con el fin de optar al Título de INGENIERO CIVIL.

Esta investigación se desarrolló de acuerdo a las normas locales e internacionales, me permitió adquirir nuevos conocimientos y afianzar los adquiridos en la Universidad.

Atentamente,

Br. Castillo Briceño Wellington L.

INDICE

DEDICATORIA.....	i
AGRADECIMIENTO.....	ii
RESUMEN	iii
ABSTRACT	iv
PRESENTACIÓN	v
I. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Realidad Problemática.....	1
1.2 Enunciado del Problema.....	2
1.3. Objetivos.....	3
1.3.1 <i>Objetivo General</i>	3
1.3.2 <i>Objetivos Específicos</i>	3
1.4 Justificación	3
II. MARCO DE REFERENCIA.....	4
2.1. Antecedentes.....	4
2.1.1 <i>Internacionales</i>	4
2.1.2 <i>Nacionales</i>	7
2.2. Marco Teórico.....	10
2.2.1. <i>Infraestructura Educativa</i>	10
2.2.2. <i>Propiedades Mecánicas de los Materiales</i>	14
2.2.3. <i>Patologías en Edificaciones</i>	22
2.2.4. <i>Métodos de Análisis Estructural</i>	27
2.2.5. <i>Diseño de Elementos Estructurales</i>	34
2.2.6. <i>Intervención (Rehabilitación) en Edificaciones Existentes</i>	48
2.2.7. <i>Estrategias de Rehabilitación</i>	50
2.3. Marco Conceptual.....	52
2.4. Hipótesis	55
2.5. Variables. Operacionalización de Variables.....	55
2.5.1 <i>Variable Independiente</i>	55
2.5.3 <i>Operacionalización de Variables</i>	55
III. Metodología Empleada	57
3.1. Tipo y Nivel de Investigación	57
3.1.1. <i>Tipo de Investigación</i>	57
3.1.2. <i>Nivel de Investigación</i>	57
3.2. Población y Muestra	57
3.2.1 <i>Población.</i>	57
3.2.2 <i>Muestras.</i>	58
3.3. Diseño de Investigación.....	58
3.4. Técnica e Instrumentos de Investigación.....	59

<i>Etapa 1. Evaluación Preliminar.</i>	60
<i>Etapa 2. Evaluación Simple.</i>	60
<i>Etapa 3. Evaluación Detallada.</i>	60
3.5. Procesamiento y Análisis de Datos	64
IV. Presentación de Resultados	65
4.1. Análisis e Interpretación de Resultados.....	65
4.1.1 <i>Inspección Estructural</i>	65
4.1.2. <i>Evaluación estructural</i>	79
4.1.3. <i>Reforzamiento Estructural</i>	111
V. Discusión de Resultados.....	131
CONCLUSIONES.....	138
RECOMENDACIONES	141
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	142
ANEXOS	146

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 <i>Resistencias Características de la Albañilería MPa (kg / cm²)</i>	16
Tabla 2. <i>Símbolos de clasificación SUCS</i>	18
Tabla 3 <i>Presiones admisibles a efectos orientativos</i>	19
Tabla 4 <i>Tipologías de las lesiones y agentes causantes</i>	25
Tabla 5 <i>Clasificación de fisuras y grietas en función a su ancho y grado de repercusión</i> 25	
Tabla 6 <i>Clasificación de Daños Causados por Sismo</i>	26
Tabla 7 <i>Sistemas Estructurales - N. T. P. E.030</i>	33
Tabla 8 <i>Límites para la distorsión del entrepiso</i>	34
Tabla 9 <i>Operacionalización de Variables</i>	56
Tabla 10 <i>Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos</i>	59
Tabla 11 <i>Identificación de la Edificación</i>	65
Tabla 12 <i>Características de la Edificación</i>	65
Tabla 13 <i>Resumen de Dimensiones de Edificación Existente (Bloque General)</i>	67
Tabla 14 <i>Patologías Estructurales y no Estructurales</i>	68
Tabla 15 <i>Lesiones presentes en la edificación según su tipología</i>	70
Tabla 16 <i>Nivel de daño en la edificación</i>	71
Tabla 17 <i>Ensayo de resistencia a la compresión – testigos hechos en obra.</i>	72
Tabla 18 <i>Promedio de Resistencias Según Elementos</i>	73
Tabla 19 <i>Datos de ensayo de Esclereometría</i>	73
Tabla 20 <i>Uniformidad del Concreto - Varianza del Índice de Rebote (IR)</i>	74
Tabla 21 <i>Resistencia a la Compresión del Concreto - Instrumental</i>	74
Tabla 22 <i>Datos Generales de Estudio de Mecánica de Suelos</i>	76
Tabla 23 <i>Resumen de Estudio de Suelos con Fines de Cimentación</i>	77
Tabla 24 <i>Ratios de Participación de Masas Modales del Bloque General.</i>	79
Tabla 25 <i>Resumen de Masas y Pesos por piso – (Bloque General)</i>	80
Tabla 26 <i>Fuerzas cortantes estáticas en la base (Base Reactions)</i>	81
Tabla 27 <i>Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura (Fi) en la dirección X-X</i>	81

Tabla 28	<i>Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura (Fi) en la dirección Y-Y</i>	81
Tabla 29	<i>Datos de Espectro de Pseudoaceleraciones - Bloque General</i>	82
Tabla 30	<i>Parámetros Sísmicos en cada Dirección de Análisis</i>	82
Tabla 31	<i>Distribución de la Fuerza Cortante en la Base, para cada Sistema Estructural</i> . 83	
Tabla 32	<i>Irregularidad de Rigidez (Piso Blando)</i>	84
Tabla 33	<i>Irregularidad de Resistencia (Piso Débil)</i>	84
Tabla 34	<i>Irregularidad de Masa o Peso</i>	84
Tabla 35	<i>Irregularidad Geométrica Vertical</i>	85
Tabla 36	<i>Irregularidad Torsional</i>	85
Tabla 37	<i>Control de Distorsiones del Entrepiso del Bloque General</i>	86
Tabla 38	<i>Máxima distorsión de la escalera – ETABS V.21</i>	86
Tabla 39	<i>Cortante estático y dinámico del Bloque General</i>	87
Tabla 40	<i>Reacciones en la basen de la Escalera (por Etabs V.21)</i>	87
Tabla 41	<i>Separación de Bloques "S"</i>	88
Tabla 42	<i>Peralte Mínimo de Losas Aligeradas en una Dirección</i>	89
Tabla 43	<i>Comparación del Refuerzo Colocado y el Calculado (Losa aligerada de Pasadizo)</i> ..	89
Tabla 44	<i>Comparación del refuerzo calculado con el de los planos (segundo techo)</i>	90
Tabla 45	<i>Verificación del Diseño Sísmico de Vigas de Concreto Armado</i>	92
Tabla 46	<i>Verificación del Diseño de columnas de pórticos del bloque General</i>	95
Tabla 47	<i>Densidad Mínima de Muros Reforzados en el Bloque General (Y-Y)</i>	96
Tabla 48	<i>Densidad Mínima de Muros Reforzados de Escalera</i>	96
Tabla 49	<i>Verificación por Esfuerzo Axial Máximo – Bloque General (Piso 1)</i>	97
Tabla 50	<i>Verificación por Esfuerzo Axial Máximo – Bloque General (Piso 2)</i>	97
Tabla 51	<i>Verificación por Esfuerzo Axial Máximo en Muros de escalera - Dirección "Y-Y"</i> 98	
Tabla 52	<i>Verificación por Esfuerzo Axial Máximo en Muros de escalera - Dirección "X-X"</i> 98	
Tabla 53	<i>Verificación por Fisuración en la Dirección Y-Y – Bloque General (Piso 1)</i>	98
Tabla 54	<i>Verificación por Fisuración en la Dirección Y-Y – Bloque General (Piso 2)</i>	99
Tabla 55	<i>Verificación por Fisuración en Muros de escalera - Dirección "Y-Y"</i>	99
Tabla 56	<i>Verificación por Fisuración en Muros de escalera - Dirección "X-X"</i>	99
Tabla 57	<i>Refuerzo Horizontal en muros del Bloque General</i>	100
Tabla 58	<i>Refuerzo Horizontal en Muros de Escalera – Dirección "Y-Y"</i>	100
Tabla 59	<i>Refuerzo Horizontal en Muros de Escalera – Dirección "X-X"</i>	101
Tabla 60	<i>Refuerzo Horizontal en Muro de Albañilería Confinada</i>	101
Tabla 61	<i>Diseño de Elementos de Confinamiento del Bloque General</i>	102
Tabla 62	<i>Verificación del Refuerzo en la Escalera</i>	104
Tabla 63	<i>Verificación de Presiones a Nivel de Servicio y Sismo (Bloque General)</i>	110
Tabla 64	<i>Verificación de Presiones a Nivel de Servicio y Sismo (Bloque Escalera)</i>	110
Tabla 65	<i>Fuerzas en la Base del Primer Entrepiso</i>	111
Tabla 66	<i>Consideraciones Generales para el Reforzamiento</i>	111
Tabla 67	<i>Periodos Fundamentales de Vibración – Ratios de Participación de Masas Modales del Bloque General Reforzado</i>	113
Tabla 68	<i>Máxima distorsión del Bloque General Reforzado– ETABS V.21</i>	115
Tabla 69	<i>Fuerza cortante en la base del Bloque General Reforzado</i>	117
Tabla 70	<i>Separación de Bloques Reforzados "S"</i>	117
Tabla 71	<i>Cálculo del área de acero a agregar en la losa del voladizo</i>	118
Tabla 72	<i>Verificación del refuerzo longitudinal por flexión en Vigas del Primer Techo</i> ... 120	
Tabla 73	<i>Cargas últimas de la columna C-2</i>	121
Tabla 74	<i>Verificación por Esfuerzo Axial Máximo (Piso 1)</i>	124
Tabla 75	<i>Verificación por Fisuración en la dirección Y (Piso 1)</i>	125
Tabla 76	<i>Verificación por Fisuración en la dirección Y (Piso 2)</i>	125

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Perú: Locales escolares por antigüedad de la Infraestructura, 2016 (%).....	11
Figura 2 Perú: Material que predomina en las paredes de los locales escolares, porcentaje según zona de ubicación, 2016.	12
Figura 3 Martillo Esclerométrico (Mecánico)	21
Figura 4 Escáner de Acero de Refuerzo	22
Figura 5 Estado de Falla para una Viga Simplemente Reforzada.	36
Figura 6 Distribución de deformaciones para los diversos tipos de fallas en flexión.	37
Figura 7 Centroides Plástico	39
Figura 8 Diagrama de Interacción de Columna	40
Figura 9 Muros Estructurales	41
Figura 10 Losa Aligerada	45
Figura 11 Vista frontal de Pabellón C de la I.E. 80140	58
Figura 12. Diagrama de Flujo de la Etapa 01. Evaluación Preliminar	61
Figura 13 Etapa 02. Evaluación Simple.....	62
Figura 14 Etapa 03. Evaluación Detallada	63
Figura 15 Vista Frontal del Pabellón C en estudio.....	66
Figura 16 Vista en planta de arquitectura 1° y 2° nivel para Modulo A y B.....	66
Figura 17 Porcentaje de lesiones según su tipología en la edificación	70
Figura 18 Porcentaje de tipo de daño en la edificación	71
Figura 19 Dispersión del Índice de Rebote (IR).....	74
Figura 20 Gráfico para hallar la Resistencia del Concreto según el Instrumento.....	74
Figura 21 Calicata para verificación visual del suelo	77
Figura 22 Dimensiones de cimentación según EMS y los del proyecto.....	78
Figura 23 Periodos fundamentales traslacionales del Bloque General.	80
Figura 24 Periodos fundamentales de la escalera.....	80
Figura 25 Área de acero requerido en los tramos del pasadizo $s/c=400\text{kgf/cm}^2$ (SAP2000).....	89
Figura 26 Áreas de acero requerido en tramos de Aulas - $s/c=250\text{kgf/cm}^2$ (SAP2000).....	90
Figura 27 Áreas de acero requerido – Segundo Techo - $s/c=50\text{kgf/cm}^2$ (SAP2000).....	90
Figura 28 Refuerzo longitudinal requerido por flexión - Bloque General - Primer Techo ..	91
Figura 29 Refuerzo longitudinal requerido por flexión - Bloque General - Segundo Techo ..	91
Figura 30 Diagramas de Interacción columna C-2 (Pu - M2).....	94
Figura 31 Diagrama de Interacción Columna C-2 (Pu – M3).....	94
Figura 32 Diagrama de Interacción Columna C-1 (Pu – M3).....	95
Figura 33 Vista en altura de 2° tramo de escalera.....	103
Figura 34 Diagrama estructural de escalera.....	103
Figura 35 Losa maciza en voladizo de escalera.....	104
Figura 36 Modelo estructural de Loza Maciza de Escalera (Voladizo)	104
Figura 37 Modelo matemático de la cimentación del Bloque General (SAFE V.21)	105
Figura 38 Modelo Matemático de Cimentación de la Escalera 1 y 2	106
Figura 39 Diagrama de presiones del Módulo General: Estado de carga sin Sismo (S1) ..	106
Figura 40 Diagrama de presiones de la Escalera: Estado de carga sin Sismo (S1)	107
Figura 41 Diagrama de presiones del Bloque General: Estado de carga con Sismo (S3).....	108
Figura 42 Diagrama de presiones de Escalera: Estado de carga con Sismo (S2).....	108
Figura 43 Diagrama de presiones en el Bloque General: Estado de carga con Sismo (S5) ..	109
Figura 44 Diagrama de presiones en el Bloque General: Estado de carga con Sismo (S3) ..	109
Figura 45 Parámetros Sísmicos en cada Dirección de Análisis.....	112
Figura 46 Planta del primer Nivel - Columnas Reforzadas	112

Figura 47	<i>Modelo estructural del Bloque General Reforzado (Bloque A1,A2,B1,B2)</i>	113
Figura 48	<i>Modelo estructural de la escalera</i>	113
Figura 49	<i>Periodos fundamentales traslacionales y Rotacional del Bloque General.</i>	114
Figura 50	<i>Periodos fundamentales de la escalera</i>	114
Figura 51	<i>Comparación de Distorsiones, Edificio Original y Reforzado Dir. "X-X"</i>	115
Figura 52	<i>Comparación de Distorsiones, Edificio Original y Reforzado Dir. "Y-Y"</i>	116
Figura 53	<i>Área de acero Requerido para el Voladizo del Bloque General</i>	118
Figura 54	<i>Detalle del refuerzo en Voladizo de Escalera</i>	119
Figura 55	<i>Área de acero en vigas del primer Nivel del Bloque General</i>	119
Figura 56	<i>Reforzamiento de viga de Borde del Primer Nivel</i>	120
Figura 57	<i>Detalle de columna reforzada C-2</i>	120
Figura 58	<i>Diagrama de Interacción de Columna C-2</i>	121
Figura 59	<i>Detalle de columna Reforzada C-3</i>	122
Figura 60	<i>Diagrama de Interacción de Columna C-3</i>	122
Figura 61	<i>Detalle de placa PL-1</i>	123
Figura 62	<i>Diagrama de Interacción de Placa PL-1 (Pu-Mu2)</i>	123
Figura 63	<i>Diagrama de Interacción de Placa PL-1 (Pu-Mu2)</i>	124
Figura 64	<i>Enmallado de Muro MX1 de Escalera</i>	126
Figura 65	<i>Modelo analítico de la cimentación del Bloque General</i>	127
Figura 66	<i>Modelo Analítico de Cimentación de la Escalera 1 y 2</i>	127
Figura 67	<i>Diagrama de presiones del Bloque General: Estado de carga con Sismo (S2)</i> ..	128
Figura 68	<i>Diagrama de presiones de la Escalera: Estado de carga sin Sismo (S1)</i>	128
Figura 69	<i>Diagrama de presiones del Bloque General: Estado de carga con Sismo (S2)</i> ..	129
Figura 70	<i>Diagrama de presiones del Escalera: S2: CM+0.5CV + SE(X)</i>	129
Figura 71	<i>Acero requerido por flexión del Bloque General (cm²/m) (Dirección Y-Y)</i>	130
Figura 72	<i>Acero requerido por flexión del Bloque General (cm²/m) (Dirección X-X)</i>	130
Figura 73	<i>Acero requerido por flexión de Escalera (cm²/m)</i>	131

I. INTRODUCCIÓN

1.1 Realidad Problemática

El Perú es un país altamente sísmico, ubicado en el extremo occidental de América del Sur, formando parte del Cinturón de Fuego del Pacífico, lugar donde se agrupan algunas regiones sísmicas más activas e importantes del mundo.

Según (INEI, 2006), los planteles escolares de 21 a más años de antigüedad predominan en la zona urbana (49.6%) y en menor cantidad en la zona rural (41.7%). En segundo lugar, la proporción de escuelas antiguas menores de 10 años en zonas rurales (32.4%) es mayor que en zonas urbanas (28.3%). Con respecto al material de las paredes, el 58.7% predomina la unidad de albañilería (ladrillo de arcilla o cemento), y en segundo lugar el adobe con 29.3%. Las planchas de calamina, fibrocemento o similares es el material predominante para los techos (70.9%) y en menor cantidad el hormigón armado (19.7%).

Los locales escolares a lo largo del tiempo han ido cambiando de diseño por las diversas modificaciones normativas, estas se realizaron debido a los diversos sismos importantes que sucedieron en el Perú, los efectos que produjeron los sismos en los locales escolares nos dejaron enseñanzas para las consideraciones actuales de diseño. Producto de los muchos cambios normativos colegios que están funcionando en la actualidad están diseñados con normas anteriores (Blanco Blasco, 2005).

Según (MINEDU, 2021), los centros educativos deben contar con una infraestructura capaz de satisfacer necesidades subyacentes (seguridad, funcionalidad, habitabilidad, entre otros) o explícitas (dimensionamiento de los ambientes, entre otros). Los edificios esenciales como los locales escolares cobran especial relevancia, ya que, en el contexto de la emergencia sísmica, el papel de los edificios esenciales es determinante (Safina Melone, 2003).

El distrito de Chugay tiene una población total de 19,702 habitantes al 2022, el distrito más poblado de la Provincia de Sánchez Carrión después de la capital

provincial, Huamachuco, que tiene 84,085 habitantes (INEI, 2022). En cuanto a la población estudiantil al 2020 asciende a 6,438 estudiantes y una plana docente de 506 tanto del nivel Inicial, Primaria y Secundaria. El distrito de Chugay cuenta con 84 Instituciones educativas tanto de Nivel Inicial, Primaria y secundaria (ESCALE, 2022).

La I.E. 80140 del distrito de Chugay cuenta con los dos niveles, primaria y secundaria, cuatro pabellones destinados a aulas y servicios administrativos, cuenta con una población estudiantil de 653 y 40 docentes de primaria y secundaria, que va creciendo anualmente (ESCALE, 2022). El material predominante de las edificaciones (pabellones) es el adobe y el concreto armado - albañilería. El pabellón C en estudio alberga a alumnos tanto de nivel primario como de secundario, formado por dos módulos de dos niveles (A y B) los cuales se dividen en dos bloques cada uno (A1, A2, B1, B2) con una escalera de ascenso individual por cada módulo, el material predominante es concreto armado con albañilería.

La norma E.030 (2018) de Diseño Sismorresistente da muy pocos lineamientos para la evaluación de estructuras existentes, solo limitándose a estructuras post-sismo y sin especificar los procedimientos a tomar, por lo que es importante buscar métodos adecuados para realizar estas evaluaciones. Además, la norma define cuatro zonas sísmicas, ubicando así al distrito de Chugay en un área de alta sismicidad, Zona 3.

1.2 Enunciado del Problema

¿En qué medida la evaluación estructural nos permitirá verificar su comportamiento adecuado del pabellón C de la Institución Educativa 80140 – nivel secundario del distrito de Chugay, Sánchez Carrión, La Libertad”?

1.3. Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Desarrollar la evaluación estructural para verificar su comportamiento adecuado del pabellón C de la Institución Educativa 80140 – nivel secundario del distrito de Chugay, Sánchez Carrión, La Libertad.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Realizar la recopilación de planos, estudios geotécnicos y topográficos, para el análisis documental.
- Realizar pruebas no destructivas para determinar las propiedades de los materiales.
- Analizar el estudio de Mecánica de suelos del expediente Original con el fin de conocer las propiedades y características del suelo.
- Realizar el Análisis Sísmico Estático Lineal y Dinámico Modal Espectral Lineal del Modelo Matemático en el software Etabs para comprobar que no se superen las derivas límite permisibles del entrepiso empleando la norma peruana E.030, Diseño Sismorresistente.
- Verificar el diseño (demanda/capacidad) de los elementos estructurales para el cumplimiento de las normas actuales de concreto armado E.060. y de albañilería E.070.
- Proponer el Reforzamiento de los elementos estructurales para mejorar el comportamiento de la estructura.

1.4 Justificación

Esta investigación nos permitirá conocer la situación actual de la estructura del pabellón C de la I.E. 80140 de Chugay. Conocer la calidad de los materiales con los que cuenta y conocer el comportamiento estructural de la estructura frente a solicitaciones sísmicas; y obtener conclusiones respecto a la situación actual de la estructura.

Técnicamente, según el IGP (2022) El mayor problema del Perú es su alta sismicidad. Desde 1900, la región La Libertad tuvo 2 sismos de magnitud 7.0 o superior, 9 sismos de magnitud 6+ y 83 sismos de magnitud 5+. Por tales motivos se deben diseñar y construir edificaciones capaces de resistir grandes sismos, para así disminuir el riesgo sísmico y proporcionar mayor seguridad.

Socialmente, dado que la I.E. está ubicada en una zona altamente sísmica (Zona 3), además que su diseño está con normativas anteriores a las actuales normas, es necesario tener la certeza que la estructura no tendrá daños significativos ni llegará al colapso en caso de ocurrir un sismo de gran magnitud. De esta forma estaremos asegurando la vida de los estudiantes y docentes de la I.E. 80140. Con esta investigación podremos sugerir mejoras para la calidad de la infraestructura educativa de la I.E. 80140 de Chugay, y beneficiar a los estudiantes, maestros y las generaciones futuras de estudiantes.

Metodológicamente, actualmente la normativa peruana no establece lineamientos específicos respecto a la evaluación de edificaciones existentes pre-sismo y post-sismo y la norma E.060 da lineamientos en forma general, pero no detallada. Esta investigación será útil para futuras investigaciones que tengan el mismo propósito ya que se tomarán los procedimientos que se realizan en la actualidad, referenciados con normas nacionales e internacionales.

II. MARCO DE REFERENCIA

2.1. Antecedentes

2.1.1 Internacionales

Álzate (2019) en su proyecto de grado titulado “Evaluación de la vulnerabilidad estructural de las edificaciones indispensables del Grupo II sector educación ubicados en el Municipio de Dosquebradas, Risaralda”, para la obtención del título de Ingeniero Civil en la Universidad Libre Seccional Pereira Sede Belmonte - Colombia, se propuso “Evaluar la vulnerabilidad estructural de las edificaciones indispensables del sector educación del grupo III en el municipio de Dosquebradas, Risaralda.”, llegando a las siguientes conclusiones relevantes.

- “El 100% de las estructuras no presentan irregularidad en planta ni en altura.”
- “Al 100% de las edificaciones de los 7 bloques se les hizo su respectiva modelación y fueron simuladas en el software especializado”.
- “Según el chequeo con las respectivas modelaciones en el software especializado ETABS el 100% de estas cumplen con los índices de sobre-esfuerzo y la deriva siendo estos unos de los requerimientos mínimos de la norma NSR-10”.
- “Teniendo en cuenta que según la información recolectada en las instituciones y entidades municipales estas edificaciones fueron construidas mucho antes de la entrada en vigencia de la actual norma, pero a pesar de lo anteriormente expresado estas dichas edificaciones están en cumplimiento con los requerimientos mínimos de esta misma”.

Arosteguí y Erazo (2018) en su proyecto de grado titulado “ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA MIXTA DE ADOBE-MADERA DE LA UNIDAD EDUCATIVA “SANTA CATALINA LABOURÉ”, para obtener el título de Ingeniero Civil en la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, se propusieron “Evaluar el índice de vulnerabilidad sísmica y proponer una alternativa de reforzamiento en la estructura mixta de adobe-madera de la Unidad Educativa “Santa Catalina Labouré”, llegando a las siguientes conclusiones:

- “El ensayo de materiales proporcionó una caracterización de la estructura con la siguiente información: perfil del suelo tipo C, capacidad portante del suelo igual a 19,85 T/m², resistencia a la compresión de los elementos de hormigón igual a 180 Kg/cm² y resistencia a la compresión y flexión de ladrillos cerámicos igual a 23,55 Kg/cm² y 2,36 Kg/cm² respectivamente.”
- “Debido a los problemas identificados en el modelamiento del estado actual de la estructura se determinó que la mejor alternativa para su reforzamiento

en este caso, es la implementación de secciones nuevas de hormigón armado ya que con ello, se redujo significativamente los esfuerzos en los muros de mampostería y en las viguetas de manera los cuales antes del refuerzo presentaban serios problemas sobre todo ante la acción sísmica, por lo tanto, se diseñó el refuerzo siguiendo la normativa NEC-15 y ACI 318S-14 para garantizar que estas secciones resistan las frente a las condiciones más desfavorables de la estructura”.

- “El reforzamiento mediante la inserción de elementos de hormigón armado que ha sido propuesto, permite redistribuir la concentración de esfuerzos de compresión y tracción generados en los paneles de mampostería debido a la acción de fuerzas sísmicas, además evita los desplazamientos excesivos de la estructura gracias a la rigidez que aportan los nuevos elementos de confinamiento”.

Gutiérrez del Valle (2018), en su proyecto de grado “Evaluación para la rehabilitación estructural del actual Centro de Investigación de la Universidad del Valle de Guatemala”, para obtener el título de Licenciado en Ingeniería Civil en la Universidad del Valle de Guatemala, se propuso “evaluar la viabilidad de una futura ampliación para el edificio del Centro de Investigaciones de la Universidad del Valle de Guatemala mediante el procedimiento de evaluación sísmica definido por el código ASCE 41-17 y bajo los parámetros de diseño establecidos por el código ACI 318-14 y las Normas de Seguridad Estructural NSE”, concluyendo:

- “El edificio del Centro de Investigaciones de la Universidad del Valle de Guatemala no presentó una única deficiencia estructural para su rehabilitación y remodelación según la etapa 1, siendo la más crítica la separación existente entre el módulo de gradas y las estructuras principales. El análisis muestra que la separación entre los edificios tiene una mayor dimensión que las derivas laterales calculadas”.
- “Por el otro lado, los resultados de las pruebas no destructivas con martillo de rebote determinaron que la resistencia a compresión del concreto y su calidad es la adecuada, pues los valores revelados por los ensayos son muy

superiores a los especificados en los planos. De igual manera, las varillas de refuerzo longitudinal y transversal coinciden con los arreglos observados en los planos estructurales, dando la pauta que los elementos estructurales fueron construidos de manera correcta”.

- “Finalmente, con base en los resultados obtenidos del análisis estructural computacional, se sugiere una ampliación con cualquier tipo de estructura colocada sobre la estructura existente, siempre y cuando se mantenga entre los límites de altura establecidos en el análisis, y se verifique la capacidad soporte del suelo junto con los elementos estructurales de cimentación, aunque una estructura con materiales de peso ligero, como la madera o el acero estructural, es preferible”.

2.1.2 Nacionales

Guerrero Zavaleta (2021), en su tesis titulada “EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL BLOQUE B1 DE LA I.E. JAÉN DE BRACAMOROS, DE LA CIUDAD DE JAÉN, 2019” con el fin de obtener el título profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Nacional de Cajamarca, tuvo como objetivo principal “Evaluar el comportamiento estructural del bloque B1 de la I.E. Jaén de Bracamoros, de la ciudad de Jaén, 2019”, concluyendo:

- “Los análisis estático y dinámico cumplen con la norma E.030-2018, en ambas direcciones X e Y; pero no cumplen con los requisitos de la norma de concreto armado E.060-2009, concluyéndose, mal comportamiento del bloque B1”.
- “En la dirección Y los muros de concreto armado toman el 94.73% del cortante en la base, la norma técnica E.030-2018 indica que se tiene un sistema de muros estructurales cuando en estos actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base, por lo tanto, para la dirección Y se tiene un

sistema de muros estructurales, correspondiéndole un $R_o = 6$, distinto del $R_o = 7$ del sistema dual que indica el expediente técnico”.

- “En el entrepiso del segundo nivel del bloque B1 se presenta la deriva máxima 0.0018, en la dirección de análisis X, esta es 50% menor al límite dado por la norma E.030-2018.”
- “Se presenta dos alternativas de reforzamiento, aumentar la sección del muro de 15cm a 25cm y reforzar el muro M-2 con polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP) del tipo platina, con ambas alternativas se logra una capacidad resistente al corte del muro mayor a la demanda actuante ($\phi V_n > V_u$).”

Vilca y Collao (2018), en su tesis titulada “EVALUACION ESTRUCTURAL Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA INICIAL 336 VIRGEN DE LA NATIVIDAD, TACNA 2018” para optar al título profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Privada de Tacna, tuvo como objetivo “determinar el estado estructural de la Institución Educativa Inicial 336 Virgen de la Natividad y plantear una propuesta de reforzamiento para la seguridad de la estructura”, concluyendo en.

- “Los ensayos del concreto arrojaron un valor resultante de f'_c promedio de 49.31 kg/cm². Este valor representa al 23.48% del concreto que se requiere para este tipo de estructuras (210 kg/cm²). El concreto existente es en conclusión inadecuado por no cumplir con lo que indica la NTP E.060.”
- “La distorsión de entrepiso en el eje X es de 0.010164, superando el valor mínimo establecido de 0.007 (correspondiente a concreto armado, que es el material predominante en el eje X). La cuantía de acero de la columna C4 es de 0.46%, que es inferior al mínimo establecido de 1%.”
- “Se planteó el reforzamiento debido a la baja resistencia del concreto comprobada. Reemplazando los elementos (vigas, columnas) por unas de mayor sección. Este reforzamiento no involucra a todas las columnas, sino

aquellas ubicadas en pórticos libres (sin muros de albañilería) y las cuatro columnas esquineras del Bloque 1; Para el reforzamiento y/o reparación de vigas peraltadas se propone cambiar el concreto existente de las vigas ubicadas en los ejes 2, 5 y 7; a todos los elementos antes indicados se deberá colocarse un concreto con una resistencia a la compresión de $f'c=210\text{kg/cm}^2$.”

Almirón y Yndigoyen (2018), en su tesis titulada “EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO EN EL CENTRO DE SALUD LEONCIO PRADO, DE LA CIUDAD DE TACNA”, trabajo de grado para obtener el título de Ingeniero Civil en la Universidad Privada de Tacna, tuvo como objetivo principal “realizar una evaluación estructural y proponer mejoras de reforzamiento estructural para el Centro de Salud Leoncio Prado, ubicado en la ciudad de Tacna”; llegando a las siguientes conclusiones:

- “Luego de analizar el centro de salud Leoncio Prado mediante el Reglamento Nacional de Edificaciones se obtuvieron los desplazamientos laterales y distorsiones los cuales se encuentran dentro de los parámetros permisibles dados por la Norma E.030 de diseño sismorresistente del RNE. Lo cual es un indicativo para descartar temporalmente alguna propuesta de reforzamiento estructural en el centro de salud Leoncio Prado”.
- “De los ensayos de perforación diamantina realizados en el centro de salud Leoncio Prado se pudo determinar que los elementos estructurales cumplen con los requerimientos mínimos de la Norma E.060 de Concreto Armado, la cual indica que la resistencia a la compresión $f'c$ obtenida de los ensayos debe ser mayor o igual al 85% del $f'c$ de diseño, el cual es un indicativo que la infraestructura cumple con los estándares mínimos del RNE”.
- “Del análisis estático no lineal PUSHOVER aplicado al centro de salud Leoncio Prado se concluyó que el centro de salud Leoncio Prado ante la presencia de un sismo ocasional, se encuentra en un nivel de desempeño sísmico OPERACIONAL; ante un sismo raro se encuentra en nivel de desempeño sísmico FUNCIONAL y ante la presencia de un sismo muy raro

se encuentra en nivel de desempeño sísmico RESGUARDO DE VIDA. Lo cual verifica que el centro de salud Leoncio Prado de la ciudad de Tacna, si cumple adecuadamente con las normas y los parámetros establecidos por los criterios del comité VISION 2000 de la asociación de ingenieros estructurales (SEAOC). Por tanto, la edificación no requiere de una propuesta de reforzamiento estructural ya que sus falencias estructurales son no críticas y su vulnerabilidad es baja debido a su buen comportamiento sísmico”.

2.2. Marco Teórico

2.2.1. Infraestructura Educativa

Según (MINEDU, 2017), Plan Nacional de Infraestructura Educativa (PNIE) define a la Infraestructura Educativa como “todos los espacios, edificaciones, mobiliario y equipo destinado a la prestación del servicio de educación de acuerdo a la normativa vigente”.

2.2.1.1 La Organización del Sistema Educativo Peruano.

La educación peruana es un derecho, en el cual el estado está obligado a dotar a los establecimientos educativos con infraestructura segura y adecuada.

La educación peruana se divide en dos grupos: “Educación Básica y Superior. La educación Básica se organiza en tres modalidades: Regular (inicial, primaria y secundaria), Especial y Alternativa. La educación superior se divide en: Universidades, Institutos y Escuelas de Educación Superior” (MINEDU, 2017).

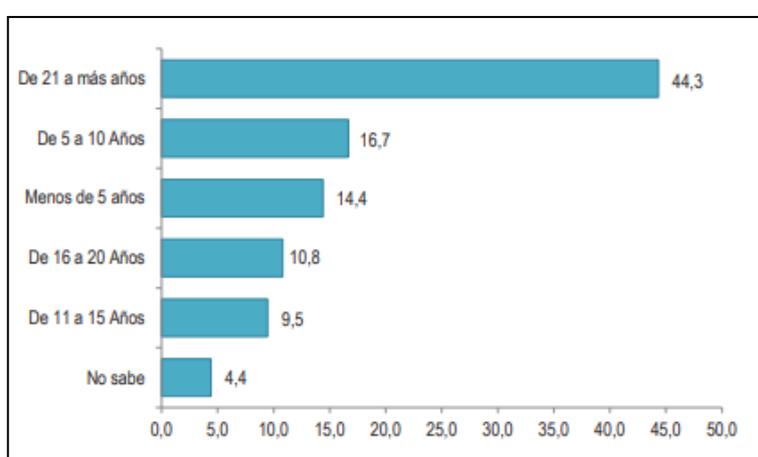
Según (Censo Educativo , 2017) hay más estudiantes de educación básica regular en Instituciones Públicas (75%) que en Instituciones Privadas (25%). Además, el número de estudiantes del área urbana representan el 84% y el área rural tan solo el 16%.

2.2.1.2 Diagnostico de la Infraestructura Educativa Pública.

Con respecto a la antigüedad de la infraestructura de los Centros Educativos, como podemos ver en la Figura 1, el 44.3% tiene una antigüedad de 21 años a más y 16.7% tiene de 5 - 10 años de antigüedad, y tan solo el 14.4% son menores de 5 años. Además, en la zona rural hay mayor cantidad de locales escolares antiguos con 10 años (32.4%) y en minoría urbana (28,3%) (INEI, 2006).

Figura 1.

Perú: Locales escolares por antigüedad de la Infraestructura, 2016 (%)

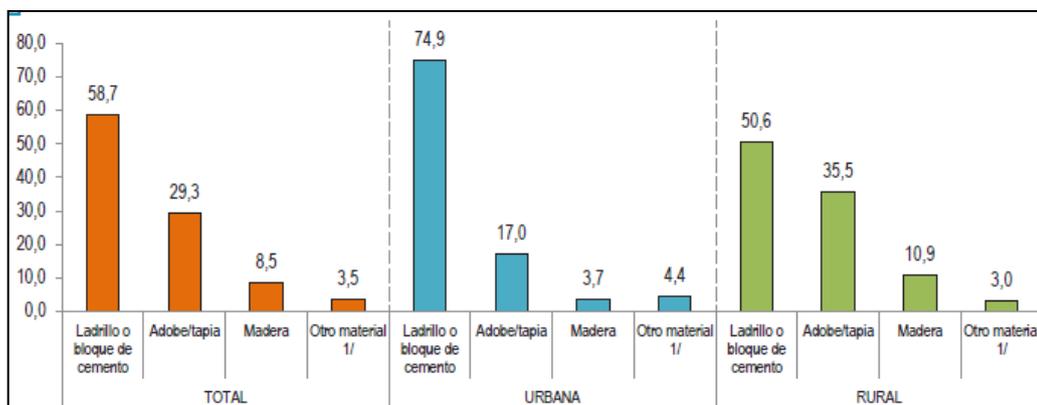


Nota: Adoptado de *Locales escolares por antigüedad*, por Encuesta Nacional a Instituciones Educativas, 2016, INEI.

Según la Encuesta Nacional a Instituciones Educativas (ENIE, 2016), el material que predomina en las paredes de los locales escolares es la unidad de albañilería (ladrillo o bloque cementante) 58.7%, seguido del adobe con 29.3%. Según área donde se ubican, en la zona urbana predominan los locales con paredes de unidades de albañilería (bloque de cemento o ladrillo) (74,9%) y en menor cantidad el adobe/tapia (17,0%), en cambio en la zona rural están en relación porcentual de 50,6% a 35,5%, respectivamente.

Figura 2

Perú: Material que predomina en las paredes de los locales escolares, porcentaje según zona de ubicación, 2016.



Nota: Adoptado de *Material predominante en las paredes de los locales escolares*, por Encuesta Nacional a Instituciones Educativas, 2016, INEI.

Según el Censo Educativo del Ministerio de Educación al 2018, los locales en buen estado del área Urbana representan el 24% y del área Rural el 16%. Por otro lado, los locales que solo requieren mantenimiento, la zona Urbana representa el 47.5% y la zona rural el 59.5%. Los locales que requieren reparación total representan el 12.7% del área Urbana y en mayor cantidad el área Rural con 17.6%.

2.2.1.3 Edificaciones Esenciales.

“Las edificaciones esenciales ante un sismo adquieren relevancia especial, dado que deben mantener en todo momento su capacidad de prestar atención a la crisis sísmica” (Safina Melone, 2003).

La norma peruana E.030 (2018) cataloga a las Edificaciones Esenciales en dos categorías: A1 donde se ubican los Establecimientos de salud del nivel dos y tres, categoría A2 para edificios esenciales para la gestión de emergencias que puedan utilizarse principalmente como refugio en casos de desastres. Las Instituciones Educativa se clasifican como edificaciones esenciales de categoría A2.

2.2.1.4 Los Sistemas Estructurales de la Infraestructura Educativa Peruana.

Según Astorga y Aguilar (2006), en su investigación identificaron cinco tipos de edificios representativos nacionalmente, los cuales son: “Edificio 780 actual, Edificio 780 pre NDSR-1997, Edificio Gran Unidad Escolar, Edificio Adobe, Edificio Educación Superior pre NDSR-1997”

A razón del sismo de Nazca en 1996, la norma de diseño sismorresistente aumento sus requisitos para edificaciones educativas aumentando la rigidez de las estructuras a través del aumento de sección de vigas y columnas. A partir de 1997 con la nueva norma el gobierno empezó a construir edificaciones más robustas denominados edificios 780 actual.

Se denominan edificios 780 pre NDSR-1997, a los edificios educativos construidos antes del establecimiento normativo de 1997 (1980 – 1990). Predominaba la combinación de sistemas estructurales, pórticos de concreto - albañilería confinada, los elementos estructurales (columnas, vigas), tenían menor rigidez. “Los daños sobre las edificaciones por sismos pasados, en mayor medida se han generado por problemas de columna corta; esto debido que en los alfeizares de albañilería se hizo un aislamiento incorrecto y la gran flexibilidad que se generaba longitudinalmente” (Astorga y Aguilar, 2006). En los sismos de 1966 y 1970, muchos colegios de Lima, Ancash y La Libertad resultan afectados por la interacción de las columnas y los tabiques de ladrillo que forman las ventanas altas, conociéndose así el denominado efecto de “columna corta” (Blanco Blasco, 2005)

Los edificios educativos más antiguos del Perú son, Las Grandes Unidades Escolares, construidas en la década de 1950. Estas fueron diseñadas con el propósito de albergar a muchos estudiantes, por lo que son muy grandes comparadas con los edificios 780. El material predominante de estos edificios es el hormigón armado y albañilería, de planta rectangulares de dos o tres niveles y 4 a 6 aulas por piso. De grandes aulas rectangulares, de 10.00m x 6.70m de área (Astorga y Aguilar, 2006).

2.2.2. Propiedades Mecánicas de los Materiales

2.2.2.1 Concreto

El concreto está compuesto por cemento, agregado y agua. El cemento, generalmente tipo Portland, una vez hidratado es el que genera la adhesión química entre los componentes. Generalmente el agregado representa entre el 60 al 75% del volumen total del concreto estructural, el cemento entre un 7% a 15% y el aire atrapado entre el 1 al 3%. El concreto tiene una alta resistencia en compresión, pero su resistencia en tracción es baja (Ottazi Pasino, 2015).

2.2.2.1.1. Resistencia a la compresión

El valor de f_c (resistencia a la compresión) se utiliza generalmente como indicador de la calidad del concreto. Existen otros indicadores importantes dependiendo de la función y las solicitaciones del elemento estructural (módulo de elasticidad, resistencia a la tracción, resistencia al corte, adherencia, etc.) (Ottazi Pasino, 2015). Los ensayos de laboratorio permiten obtener la resistencia a la compresión del concreto, esto a través de probetas estandarizadas que se les somete a cargas axiales. Las probetas ensayadas y curadas bajo condiciones estándares dadas por las normas miden el potencial resistente del concreto al cual representan. (Ottazi Pasino, 2015).

2.2.2.1.2. Resistencia del Concreto en Edificaciones Existentes

No se puede determinar con precisión la resistencia del concreto en la estructura real, puede variar entre los diferentes elementos estructurales (losas, vigas, muros, columnas, cimentación) e inclusive, para un mismo elemento estructural, pueden presentarse variaciones hasta en la propia extensión del elemento. Generalmente se acepta que la resistencia real de la estructura se a menor que la resistencia obtenida en laboratorio a partir de las probetas fabricadas y ensayadas de acuerdo a las normas. (Ottazi Pasino, 2015)

Cuando las características de los materiales no se puedan deducir de manera fiable a partir de la información disponible, se determinarán mediante ensayos no destructivos o destructivos a partir de muestreos estadísticamente representativos, que tengan en cuenta el uso del edificio, así como las influencias ambientales. (Dirección General de Arquitectura, Vivienda y Suelo - España, 2019)

La norma (SENCICO - R.N.E. - E.060, 2009), menciona que, si la resistencia del concreto está en duda, para poder evaluar dicha resistencia se deben aplicar ensayos confiables de probetas tomadas durante la construcción o de extracción de núcleos diamantinos de la estructura cuya resistencia está en duda.

2.2.2.2 Acero de Refuerzo

El acero es usado para ayudar al concreto a resistir los esfuerzos de tracción a elementos que trabajan a flexión como vigas, losas y también para resistir esfuerzos de compresión en elementos que trabajan a flexocompresión como columnas y muros. También para un mejor trabajo entre el acero y el concreto es necesario la existencia de una fuerte adherencia entre ambos. (Ottazi Pasino, 2015)

Las varillas corrugadas son de sección transversal redonda y varían de tamaño. En Perú el acero para construcción debe cumplir con las especificaciones de las normas NTP 341.031 y la NTP 339.186 para barras de acero al carbono con resaltes y lisas para hormigón (concreto) armado. Esta Norma aplica a las barras de acero corrugadas rectas y barras en rollos con un límite de fluencia mínimo: 280 MPa (40 000 lbf/pulg²) designadas como Grado 280 (Grado 40), y 420 MPa (60 000 lbf/pulg²) designados como Grado 420 (Grado 60) (Norma E.060, Concreto Armado, 2009)

En el Perú generalmente se produce barras de 9 m y 12 m de longitud en los siguientes diámetros: 6mm, 8mm, 3/8", 12mm, 1/2", 5/8", 3/4", 1", 1 3/8". Las empresas pueden fabricar en otros diámetros según el requerimiento del cliente.

2.2.2.2.1. Propiedades mecánicas del Acero.

Generalmente los tipos de acero de grado 40, 50 y 60 se caracterizan por el límite o esfuerzo de fluencia. El usado en el Perú de grado 60 tiene un $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ (fluencia nominal, valor mínimo), $f_u = 6300 \text{ kgf/cm}^2$ (esfuerzo último a la tracción), deformación en el inicio de la fluencia $\epsilon_y \approx (f_y/E_s) \approx 0.0021$, coeficiente de dilatación $\approx 11 \times 10^{-6} \text{ } 1/\text{C}^\circ$ y un módulo de elasticidad $E_s \approx 2 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ (Ottazi Pasino, 2015).

2.2.2.3 Albañilería Confinada

Se define como albañilería confinada, al muro rodeado por elementos de concreto armado en todos sus lados, los cuales se llenan después de la construcción de la albañilería. Los elementos de concretos verticales son conocidos como “columnas de amarre” y los horizontales como “vigas de amarre”, vigas soleras o vigas collar. En el caso del primer nivel, la cimentación funciona como confinamiento horizontal. Los muros son portantes de cargas de gravedad (verticales) y las cargas sísmicas (horizontales) (Abanto Castillo, 2017).

2.2.2.3.1. Propiedades Mecánicas de la Albañilería confinada

La resistencia a la compresión axial (f'_m) es la propiedad más importante de la albañilería determinado por la resistencia a la compresión del ladrillo (f'_b), la cual según la norma E.070 varía entre 50 a 180 kg/cm² (Abanto Castillo, 2017).

Según la norma E.070, si no se realizan ensayos en prismas, se pueden usar los valores que muestran La Tabla 2, que corresponde a muretes y pilas construido con mortero 1:4 (cuando la unidad es de arcilla) y 1:1/2:4 (si la materia prima es sílice-cal u hormigón), de lo contrario tendrán que realizarse los ensayos correspondientes.

Tabla 1
Resistencias Características de la Albañilería MPa (kg / cm²)

Materia Prima	Denominación	Unidad f'_b	Pilas f'_m	Muretes v'_m
Arcilla	King Kong Artesanal	5,4 (55)	3,4 (35)	0,5 (5,1)
	King Kong Industrial	14,2 (145)	6,4 (65)	0,8 (8,1)
	Rejilla Industrial	21,1 (215)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
Silice-cal	King Kong Normal	15,7 (160)	10,8 (110)	1,0 (9,7)
	Dédalo	14,2 (145)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
	Estándar y mecano (*)	14,2 (145)	10,8 (110)	0,9 (9,2)
Concreto	Bloque Tipo P (*)	4,9 (50)	7,3 (74)	0,8 (8,6)
		6,4 (65)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
		7,4 (75)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
		8,3 (85)	11,8 (120)	1,1 (10,9)

Nota. Obtenido de norma peruana N.T.P. 341.031 – 2018.

(*) Utilizados para la construcción de Muros Armados.

2.2.2.4. Suelo

Para la ingeniería civil, el suelo consiste en depósitos no consolidados de partículas sólidas provenientes del metamorfismo de las rocas, o del suelo transportado por agentes como el agua, el hielo o el viento, contribuyendo la gravedad como fuerza selectiva y direccional, que puede ser orgánica o no. La mecánica de suelos aplica la mecánica a los problemas geotécnicos. Estudiar las propiedades, uso y comportamiento del suelo como material estructural, de forma que la deformación y resistencia del suelo conduzca a la seguridad, durabilidad y estabilidad de las estructuras (Duque y Escobar, 2016).

El diseño de cimientos en edificaciones, presas y puentes a menudo requiere el conocimiento de factores como a) los requisitos del código de construcción local, b) la carga que será transmitida por la superestructura al sistema de cimentación, c) el comportamiento y el potencial de deformación asociado de las tensiones del suelo que soportarán el sistema de cimentación, y d) consideración de las condiciones geológicas del suelo. La mecánica de suelos se aplica para los últimos dos (Brajam M., 2012).

En mayor medida las patologías que se han observado en los edificios de poca altura, son producto de los efectos mecánicos generados por el suelo. Estas fallas estructurales pueden nacer en la interacción entre la estructura y el terreno; el terreno se deforma por la presión de las cargas transmitidas que recibe. Se sabe que el suelo es heterogéneo, por lo que su composición es diversa (humus, áridos, tierra vegetal, arcillas, residuos inorgánicos u orgánicos, agua, etc.), razón por la cual los asentamientos diferenciales pueden aparecer entre los distintos elementos de apoyo, dado que el suelo bajo estos cimientos puede tener comportamiento distinto. (Saldaña y Rojas, 2009)

2.2.2.4.1. Propiedades Geotécnicas del Suelo.

Las propiedades geotécnicas de un suelo son las siguientes: la distribución granulométrica, su plasticidad, su compresibilidad y su resistencia cortante, las cuales se pueden evaluar mediante pruebas de laboratorio adecuadas. La distribución granulométrica por mallas generalmente se utiliza para la clasificación de los suelos de grano grueso, y el análisis hidrométrico para suelos de grano fino. Los principales sistemas para clasificar el suelo son: Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (ASTM) (Brajam M., 2012).

Tabla 2.
Símbolos de clasificación SUCS

Tipo de Suelo	Grupo de suelo (X)	Descripción (Y)
Suelo de grano Grueso:	Grava (G)	Bien graduado (W)
	Arena (S)	Mal graduado (P)
		Limoso (M)
		Arcilloso (C)
Suelo de grano fino:	Limo (M)	Baja plasticidad (L)
	Arcilla (C)	Alta plasticidad (H)
	Limos orgánicos y arcilla (O)	
Otros:	Turba y suelos altamente orgánicos (Pt)	–

Nota. Obtenido de Principles of Foundation Engineering, Braja M. Das, Nagaratnam Sivakugan, 2017.

2.2.2.4.2. Estudio de Mecánica de Suelos.

El estudio mecánico del suelo (EMS) tiene como objetivo determinar el tipo de suelo en el área donde se encuentra la Institución Educativa, la presión admisible del suelo, su asentamiento, así como determinar los parámetros sísmicos diversos que son fundamentales para la evaluación estructural, en particular con miras a determinar la distorsión o deriva, así como la información necesaria para el diseño final de la estructura educativa (PRONIED, 2020).

De igual forma, el EMS tiene por objeto determinar las características de la cimentación existente, los parámetros geotécnicos para el diseño y construcción de los elementos portantes, así como la evaluación de los fenómenos geodinámicos externos que puedan afectar a la edificación.

Se determina que, dependiendo del tipo de suelo, tendrán que realizarse los ensayos que se muestran a continuación y siempre se realizarán de acuerdo con los requisitos de la norma E.050 “Suelos y cimentaciones” (PRONIED, 2020).

Tabla 3
Presiones admisibles a efectos orientativos

•Terreno	•Tipos y condiciones	•Presión •admisible •[Mpa]	•Observaciones
•Rocas	•Rocas ígneas y metamórficas sanas ⁽¹⁾ (Granito, diorita, basalto, gneis)	10	•Los valores apuntados asumen que la cimentación se sitúa sobre roca no meteorizada
	•Rocas metamórficas foliadas sanas ^{(1), (2)} (Esquistos, pizarras)	3	
	•Rocas sedimentarias sanas ^{(1), (2)} : Pizarras cementadas, limolitas, areniscas, calizas sin karstificar, conglomerados cementados	1 a 4	
	•Rocas arcillosas sanas ^{(2), (4)}	0,5 a 1	
	•Rocas diaclasadas de cualquier tipo con espaciamiento de discontinuidades superior a 0,30m, excepto rocas arcillosas	1	
	•Calizas, areniscas y rocas pizarrosas con pequeño espaciamiento de los planos de estratificación ⁽³⁾	-	
	•Rocas muy diaclasadas o meteorizadas ⁽³⁾	-	
•Suelos granulares •(% finos inferior al 35% en peso)	•Gravas y mezclas de arena y grava, muy densas	>0,6	•Para anchos de cimentación (B) mayor o igual a 1 m y nivel freático situado a una profundidad mayor al ancho de la cimentación (B) por debajo de ésta
	•Gravas y mezclas de grava y arena, medianamente densas a densas	0,2 a 0,6	
	•Gravas y mezclas de arena y grava, sueltas	<0,2	
	•Arena muy densa	>0,3	
	•Arena medianamente densa	0,1 a 0,3	
	•Arena suelta	<0,1	

•Terreno	•Tipos y condiciones	•Presión •admisible •[Mpa]	•Observaciones
•Suelos finos •(% de finos superior al 35% en peso)	•Arcillas duras	•0,3 a 0,6	•Los suelos finos normalmente consolidados y ligeramente sobreconsolidados en los que sean de esperar asientos de consolidación habrán de ser objeto de un estudio especial. Los suelos arcillosos potencialmente expansivos serán objeto de estudio especial
	•Arcillas muy firmes	•0,15 a 0,3	
	•Arcillas firmes	•0,075 a 0,15	
	•Arcillas y limos blandos	•<0,075	
	•Arcillas y limos muy blandos		
•Suelos orgánicos		•Estudio especial	
•Rellenos		•Estudio especial	

Nota. Adaptado de RECONOCIMIENTO DE SUELOS: de E.T.S. ARQUITECTURA DE A CORUÑA – DEPARTAMENTO DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN – Juan Pérez Valcárcel, 2000.

2.2.2.5 Métodos de Prueba para Obtener las Propiedades de los Materiales

Para disponer de la información necesaria como las propiedades y características de los materiales, hay que realizar pruebas. Esto nos permitirá modelar con las tipologías actuales de la estructura. Estos valores deben ser corroborados con diversos ensayos, con el fin de optimizarlos (Razo Carrasco & García, 2020).

Estos ensayos se dividen en destructivos, las cuales se caracterizan por la extracción de especímenes (obtención directa) y; los no destructivos que se caracterizan por la obtención indirecta de los datos con el fin de aproximarlos (Razo Carrasco & García, 2020).

2.2.2.5.1. Concreto Armado

“La resistencia a la compresión del hormigón en buen estado se determinará tomando y probando muestras de núcleos o mediante una combinación de núcleos y mediante el uso de pruebas no destructivas específicas del sitio” (American Concrete Institute, 2019)

A. Métodos Destructivos

En los ensayos destructivos se realizan extracciones directas de muestras de la estructura. La resistencia del concreto es determinada a través de estos ensayos, los cuales nos proporcionan las propiedades físicas y químicas del concreto. La norma peruana NTP 339.059 – 2017, es para este fin.

– **Extracción de núcleo de concreto con perforadora diamantina:** Mediante este método se realiza la obtención, preparación y ensayo de corazones diamantinos de concreto para determinar su resistencia a la compresión (NTP 339.059, 2017)

B. Métodos no Destructivos

Estos ensayos son aplicados a la estructura sin alterar o causar daño. Principalmente sirven para determinar de forma fiable las condiciones y estimar las características del material.

Según el ACI 562-19, establece que los métodos no destructivos se permiten para evaluar la resistencia del concreto siempre y cuando se establezca una correlación válida de los resultados de las pruebas no destructivas con los resultados de la prueba de resistencia a la compresión de las muestras de núcleos de concreto. Los resultados solos de la resistencia por métodos no destructivos no se permiten como remplazo del ensayo de los núcleos.

Para el concreto los métodos más conocidos son: martillo de rebote (esclerométrico) y pruebas de ultrasonido. Se pueden usar para evaluar edificaciones existentes y así poder optar por mejoras (Instituto del Cemento y del Concreto de Guatemala, 2018).

– Martillo de rebote o esclerométrico (ASTM C805)

Este es un método basado en la dureza superficial del hormigón, el cual proporciona una indicación aproximada de la calidad del concreto. Esta información obtenida no es suficiente para determinar la resistencia del concreto (Alanoca Quenta, 2008).

La resistencia relativa del concreto, es dada por la relación (número de rebote – resistencia del concreto dada por los fabricantes), la cual debe aplicarse en diferentes partes de la estructura (Instituto del Cemento y del Concreto de Guatemala (ICCG), 2018).

Figura 3
Martillo Esclerométrico (Mecánico)



Nota: Adoptado de Pruebas no Destructivas para el Concreto, por ICCG, 2018.

2.2.2.5.2. Acero de Refuerzo

Según (American Concrete Institute, 2019), las propiedades del refuerzo de acero se determinarán mediante la extracción de muestras de refuerzo y pruebas destructivas. Si los documentos de construcción originales no están disponibles y si se desconocen las propiedades de las barras de refuerzo se proporcionan unas tablas para tomar estos valores.

– **Escáner de concreto (Pachómetro)**, es un instrumento utilizado para localizar las varillas de refuerzo, determinar su diámetro, orientación y espesor del recubrimiento en elementos estructurales de concreto reforzado.

Este equipo funciona a base de inducción de Pulsos de Corriente Eléctrica. Básicamente, el sensor que también es emisor, envía un pulso a la varilla de refuerzo y la varilla regresa otro pulso en respuesta al sensor. Dependiendo de la magnitud de pulso que refleja la varilla, el equipo puede estimar la ubicación, orientación y diámetro del refuerzo. (NEODEX, 2022)

Figura 4

Escáner de Acero de Refuerzo



Nota: Adoptado de Detector D-tect 150 SV Professional, rodavigo.net, 2022.

2.2.3. Patologías en Edificaciones

La palabra patología, etimológicamente proviene de las raíces griegas “pathos”: enfermedad y “logos”: estudio. La patología en la construcción estudia los problemas constructivos que aparecen en el edificio o en alguna de sus unidades con posterioridad a su ejecución; esos problemas pueden ser de origen físico,

químico, mecánico o electroquímico; para los cuales se busca una solución apoyándose de la tecnología de los materiales que aplica las técnicas para su ejecución y aplicación de esas soluciones. Concretamente “patología” es la ciencia que estudia los problemas constructivos, su proceso y sus soluciones con posterioridad a la ejecución de la obra. (Broto Comerma, 2006)

El proceso patológico se tiene que estudiar siguiendo la siguiente secuencia: prestar atención en el resultado de la lesión, ver el síntoma, y siguiendo su evolución concluir en la causa del origen de la misma (Broto Comerma, 2006).

Saber que el error humano: la mala calidad del diseño y la mano de obra, son los culpables del 75% de las patologías de la construcción es crucial. Estas patologías se pueden prevenir con mano de obra calificada, capacitación del personal, controles de calidad. y realizando el mejor diseño para cada proyecto. Además, el 50% de estas patologías están relacionadas con la humedad, lo que enfatiza la importancia de una correcta impermeabilización de la obra (Florentín Saldaña & Granada Rojas., 2009).

2.2.3.1 Clasificación y Causas de las Patologías

Clasificación de las lesiones

La lesión es una de las manifestaciones de un problema constructivo, el último síntoma de un proceso patológico. Conocer el tipo de lesiones es crucial porque sirve como base para cualquier investigación patológica y determina el curso de tratamiento adecuado. Las lesiones frecuentemente tienen el potencial de ser la causa de otras lesiones y frecuentemente no aparecen solas sino mezcladas. Por lo tanto, es práctico distinguir y aislar las diversas lesiones desde el principio. La lesión inicial se denomina "lesión primaria" y las lesiones posteriores consecuentes se denominan "lesiones secundarias" (Broto Comerma, 2006).

Lesiones físicas, son todos los casos en los que el problema patológico es provocado por sucesos naturales como heladas, lluvia ácida, viento, calor, rayos ultravioletas, nieve, etc. También típicamente, estos procesos físicos tendrán un impacto en su evolución. Las causas físicas más frecuentes incluyen humedad,

erosión, suciedad, deformación, dilatación, la rigidización, fragilidad, el resecamiento, criptoflorescencia o aumento de volumen por absorción de humedad (Florentín Saldaña & Granada Rojas, 2009).

Lesiones mecánicas, una lesión mecánica es aquella en la que domina un factor mecánico y da como resultado movimientos, aberturas, desgastes o separaciones de materiales o elementos de construcción. Este tipo de daño se puede dividir en cinco categorías: erosiones mecánicas, deformaciones, grietas, desprendimientos y fisuras (Broto Comerma, 2006).

Lesiones químicas, son las lesiones que resultan de un proceso patológico de carácter químico. El daño químico generalmente resulta de la presencia de sales, ácidos o álcalis que reaccionan y causan descomposición, lo que afecta la integridad del material y disminuye su durabilidad. Eflorescencia, oxidación y corrosión, organismos y erosión son las cuatro categorías en las que se divide este tipo de daño (Broto Comerma, 2006).

Causas de la lesión

Como verdadero ORIGEN de las lesiones, la causa es lo primero a estudiar si es la lesión la que inicia el proceso patológico. Un proceso patológico no terminará hasta que se elimine la causa. Cuando solo nos enfocamos en tratar los síntomas y excluir la causa subyacente, la lesión regresará nuevamente.

Es fundamental identificar la lesión y realizar un estudio tipológico de sus causas porque una lesión puede tener una o más causas. Hay dos tipos diferentes de causas. Cuando son causa directa del proceso patológico, como puede ser el caso de esfuerzos mecánicos, agentes atmosféricos, contaminación, etc., se dice que son causas directas. Cuando se trata de errores y fallas de ejecución o diseño, son llamadas causas indirectas. A la hora de prevenir, son los primeros en ser considerados (Broto Comerma, 2006).

Tabla 4*Tipologías de las lesiones y agentes causantes*

Tipología de la lesión	Sintomatología (síntoma)	Agente patológico (causa)
FISICAS	• Humedad	– Presencia de agua
	• Erosión física	– Condiciones atmosféricas
	• Meteorización	– Excrementos animales
	• Suciedad	
MECANICAS		– Cargas y sobrecargas
	• Deformaciones	– Incremento esbeltez
	• Agrietamientos	– Fallo de sustentación
	• Fisuraciones	– Dilataciones
	• Desprendimientos	– Retracciones
	• Erosión mecánica	– Mala ejecución
		– Acción del viento
	– Uso continuado	
QUIMICAS	• Disgregación o disolución	– Contaminantes ambientales
	• Oxidación	– Presencia de agua
	• Eflorescencias	– Disolución de sales
	• Explosión - combustión	– Presencia de llama
	• Deformación	– Temperatura
	• Meteorización	– Proceso involutivo
ELECTRO-QUIMICAS	• Corrosión	– Presencia de agua
		– Mala ejecución

Nota. Obtenido de la publicación *“En torno a la inspección técnica de edificios”* de Ignacio García Casas e Igor Yáñez Velasco, editado por el Colegio Oficial de Aparejadores y Arquitectos Técnicos de Madrid.

Tabla 5*Clasificación de fisuras y grietas en función a su ancho y grado de repercusión*

Clasificación por ancho (e)		Nivel de repercusión en la Estructura
Microfisuras	$e < 0.05\text{mm}$	Nivel muy bajo.
Fisuras	$0.1\text{mm} < e \leq 0.2\text{mm}$	Nivel bajo. Tener cuidado con ambientes marinos u otros agresivos donde pueda desencadenarse la corrosión del acero.
Macrofisuras	$0.2\text{mm} < e \leq 0.4\text{mm}$	Nivel moderado. Podría existir repercusiones estructurales, se requiere estudio de vulnerabilidad para el diagnóstico y alternativas de reparación y/o reforzamiento en caso lo amerite.
Grietas	$0.4\text{mm} < e \leq 1.0\text{mm}$	Nivel alto. Podría existir reducción de la capacidad sismorresistente. Se requiere estudio de vulnerabilidad para el diagnóstico, y alternativas de reparación y/o reforzamiento en lo aplicable.
	$e > 1.0\text{mm}$	Nivel muy alto. Posible reducción significativa de la capacidad sismorresistente. Se requiere estudio de vulnerabilidad para el diagnóstico y determinar la posibilidad de salvar la estructura. Dependiendo de los daños encontrados, se debe evaluar la evacuación y apuntalamiento de la edificación.

Nota. Adaptado de *Rehabilitación y Mantenimiento de Estructuras de Concreto*, Helene y Pereira (2007).

Rangel (1994), clasifica el tipo de daño en edificaciones causadas por sismo de la siguiente manera:

Tabla 6
Clasificación de Daños Causados por Sismo

Tipo de daño	Descripción
No estructural	Daños en elementos no estructurales
Estructural ligero	Grietas de menos de 0.5 mm de ancho en elementos de concreto. Grietas de menos de 3.0 mm de ancho en muros de albañilería
Estructural fuerte	Grietas de 0.5 a 1.0 mm de ancho en elementos de concreto Grietas de 3 mm a 10 mm de ancho en muros de albañilería
Estructural grave	Grietas de más de 1 mm de ancho en elementos de concreto. Aberturas en muros de albañilería Desprendimiento del recubrimiento en columnas. Aplastamiento del concreto , rotura de estribos y pandeo del refuerzo en vigas ,columnas y muros de concreto. Agrietamiento de capiteles. Desplomes en columnas. Desplome del edificio en más del 1% de su altura. Hundimiento o emersión de más de 20 cm.

Nota. Adaptado de “*Seguridad sísmica de las Construcciones : CENAPRED - Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA): Evaluación y reparación estructural de edificios*”, Rangel, 1994.

2.2.3.2 Intervenciones Sobre las Lesiones

Reparación, es el proceso por el cual se pretende la recuperación del elemento o sistema dañado para que cumpla las mismas funciones que se le encomendaron inicialmente en la edificación, sin que sea necesaria su sustitución ni la variación conceptual del elemento dentro del sistema constructivo, de modo que el elemento original dañado sigue utilizándose en las mismas condiciones una vez finalizada la obra (Rodríguez Rodríguez, 2004).

Sustitución, se sustituirá cuando el elemento haya llegado al punto de no retorno por daño irreparable que requiera este tipo de actuaciones, o por el peligro de mantenerlo por convertirse en foco de extensión a otros posibles elementos cercanos o con los que colabora. La opción más costosa es reemplazar el elemento por completo agregando uno elemento nuevo al sistema. Esto se debe a que hay ocasiones en las que no es posible reponer un solo elemento por sí mismo y es necesario realizar trabajos adicionales sistema constructivo en cuestión (Rodríguez Rodríguez, 2004).

Reforzamiento, incluye aumentar la capacidad de que requiere un elemento no dañado para realizar su función, hasta niveles por encima de dicha capacidad, pero que se mantienen las condiciones de la línea base de diseño original. Por tanto, se conserva el elemento o sistema original, añadiendo el material o elemento complementario necesario para recuperar con seguridad sus funciones (Calavera Ruiz, 2005).

Rehabilitación, comprende la recuperación por parte de los elementos estructurales dañados, de la capacidad que tenían dichos elementos antes de la ocurrencia del daño, para realizar su función prevista (Calavera Ruiz, 2005).

2.2.4. Métodos de Análisis Estructural

La norma E.030 (2018), nos proporciona dos métodos de análisis, considerando que la estructura se comporta lineal y elásticamente. El primer método es el Análisis estático, siendo un poco conservador y limitando su aplicación; seguido del Análisis Dinámico aplicado para un análisis más profundo.

Según (Andrés López, 2014), menciona que existen cuatro métodos de análisis, los cuales los ordena según nivel de complejidad y confiabilidad en su aplicación. En los primeros tenemos El Análisis Estático Lineal y El Análisis Dinámico Lineal; estos para el cálculo utilizan un sistema elástico, incorporando de manera aproximada los efectos inelásticos; el análisis proporciona la demanda de resistencia requerida y deformaciones en los elementos estructurales. Por último, en los dos métodos restantes el Análisis Estático No lineal y El Análisis Dinámico No Lineal se incorporan explícitamente las características inelásticas de los elementos estructurales, el análisis proporciona las deformaciones en la estructura, puesto que las resistencias son ingresadas por el usuario.

El propósito de estos métodos es determinar la respuesta de la estructura ante los movimientos sísmicos especificados.

2.2.4.1 Análisis Estructural

“El análisis estructural tiene como objetivo obtener la respuesta de la estructura a través del cálculo de desplazamientos y fuerzas en los elementos, producto de las diferentes condiciones y combinaciones de carga establecidas por los reglamentos de diseño” (Razo Carrasco & García, 2020).

El análisis estructural del modelo de edificaciones existentes se puede realizar con la información de diseño obtenida de los documentos de construcción originales o utilizando las propiedades del material obtenidas mediante pruebas. Si se recopila suficiente información a través de las pruebas, es posible que se utilicen factores de reducción de resistencia ajustados. Esta información de prueba puede ser de la construcción original si los registros detallados están disponibles, o de las pruebas realizadas durante la evaluación. La influencia de cualquier deterioro que haya sido documentado debe ser considerada en el análisis. (ACI 364.1R-19, 2019)

“El análisis deberá considerar las propiedades del material, la geometría y deformación de los miembros, la deriva lateral, la duración de las cargas, la contracción y la fluencia, y la interacción con la base de soporte” (American Concrete Institute, 2019)

El análisis se basará en la documentación disponible, las dimensiones construidas y las propiedades de la estructura en el lugar, incluida la pérdida de sección. (American Concrete Institute, 2019)

2.2.4.2 Selección del Método de Análisis

La mayoría de las normas de diseño sismo resistente se basan en métodos de análisis lineal elástico porque son fáciles de aplicar. Sin embargo, estas técnicas no predicen los mecanismos de falla y no tienen en cuenta la redistribución de fuerzas que tendrá lugar a medida que avanza la fluencia en la estructura. Los procedimientos de análisis lineal pueden predecir la capacidad elástica de la estructura y mostrar dónde ocurrirá primero la fluencia de la estructura. Las normas de diseño sismo resistente incluyen un factor de reducción "R" para disminuir la fuerza sísmica, que varía según el tipo de sistema estructural, para dar cuenta de la incursión de la estructura en el rango no lineal.

2.2.4.3 Análisis Sísmico Estático Lineal

Analizando estáticamente la estructura mientras está siendo sometida a una serie de cargas laterales y teniendo en cuenta que el sistema es lineal y elástico, es posible determinar las deformaciones y esfuerzos en los elementos estructurales. Al observar el espectro inelástico de respuesta, los efectos inelásticos se tienen en cuenta indirectamente. Las características de rigidez de los componentes estructurales y las características de amortiguamiento de la estructura se eligen de modo que correspondan a un nivel de deformación cercano al nivel de fluencia. Para edificios regulares con pocos pisos y poca demanda de deformación inelástica, el método es más confiable. Este método es particularmente útil cuando se realiza una verificación aproximada de los resultados de un análisis dinámico lineal, por ejemplo, para verificar el corte en la base (Andrés López, 2014).

Este análisis asume que la demanda sísmica está representada por fuerzas laterales en el centro de masa de los entrepisos. Se limita el método para edificaciones regulares menores a 30 m de altitud o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1. (SENCICO, 2018)

La Norma E.030 (2018) especifica que para calcular la fuerza cortante que actúa en la base, según la dirección de análisis usemos la formula siguiente:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot P \quad (2.2.6.2-a)$$

$$C/R \geq 0.11$$

Donde:

V, Fuerza cortante en la base del edificio.

Z, Factor de zona, depende del lugar donde está ubicado la edificación.

U, Factor de Uso, depende del uso que tendrá la edificación.

C, Factor de amplificación sísmica, depende del periodo fundamental de la estructura.

S, Factor del suelo, depende del tipo de suelo de fundación de la estructura.

R, Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, depende del sistema estructural y las irregularidades de la edificación.

P, Peso total de la edificación

Para cualquier nivel i , de la edificación, podemos calcular la fuerza sísmica horizontal en la dirección de análisis considerado, con la siguiente fórmula:

$$F_i = a_i \cdot V \quad (2.2.6.2-b)$$

$$a_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde:

n , número de pisos del edificio

k , exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura

(T). Si $T \leq 0.5$ s, $k=1.0$; $T > 0.5$ s, $k = (0.75+0.5T) \leq 2.0$

La norma E.030 establece los siguientes pasos para el análisis estático:

- Para cada dirección de análisis, determine la fuerza cortante en la base $V = (Z.U.C.S/R)$.
- El período fundamental de vibración de la estructura (T), que se estima en cada dirección de análisis, se utiliza para calcular el valor de C .
- En cada dirección se determina la distribución de la fuerza sísmica en altura.
- Aplique las fuerzas que se obtuvieron en el centro de masa de cada piso. Además, se tiene en cuenta el momento de torsión accidental.
- Para los elementos en los que se requiera, tener en cuenta las fuerzas sísmicas verticales.

2.2.4.4. Análisis Sísmico Dinámico Lineal Modal Espectral

El análisis dinámico, es la unión del análisis modal con el espectral. Con el análisis modal obtenemos los modos de vibración libre de la estructura. Partiendo de la combinación de las respuestas máximas para cada modo de vibración, se calcula la respuesta máxima de la estructura. Se establece un mínimo de tres modos de vibración los que deberán ser mayores al 90% de la masa participativa (Villarreal Castro, 2016).

La acción sísmica está dada por el espectro de respuesta inelástica, el cual nos proporciona las aceleraciones espectrales para cada dirección de análisis. Los efectos inelásticos se incorporan aproximadamente al reducir el espectro con el Factor de Reducción R.

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C}{R} \cdot g \quad (2.2.6.3-a)$$

Donde:

S_a: Aceleración espectral

S: Factor de suelo

Z: Factor de Zona

C: Factor de amplificación Sísmica

U: Factor de Uso

R: Factor de Irregularidad

La respuesta máxima, en cualquier elemento y en cualquier dirección, debe calcularse combinando las respuestas en cada modo de vibración mediante el método de la combinación cuadrática completa (CCC o CQC por sus siglas en inglés), de manera de incorporar los efectos de la correlación entre las respuestas modales (Norma E.030, Diseño Sismorresistente, 2018)

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \cdot \rho_{ij} \cdot r_j} \quad (2.2.6.3-b)$$

Donde:

r, representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas.

ρ_{ij}, representa los coeficientes de correlación

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{3/2}}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

β, fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual al 5%.

ω_i, *ω_j*, son las frecuencias angulares de los modos *i*, *j*

La norma E.030 establece los siguientes pasos para el análisis dinámico:

- A través de un análisis dinámico en el modelo matemático, se puede identificar los modos de vibración, sus períodos naturales correspondientes y las masas participantes.
- Para cada dirección de análisis, determine el espectro inelástico de pseudo aceleraciones $S_a = ((Z.U.C.S) / R) \cdot g$.
- Considere la excentricidad accidental.
- Para cada modo de vibración, obtener los resultados totales de las fuerzas y desplazamientos.
- Encuentre la máxima respuesta anticipada que corresponda al efecto combinado de los modos considerados.
- Todos los resultados de fuerza se escalan en función de un cortante mínimo en el primer piso, que es una parte del cortante determinado mediante el método estático. Para desplazamientos no se escalan los resultados.
- Usando un espectro con valores iguales a $2/3$ del espectro más crítico para las direcciones horizontales, para los elementos que sea necesario, estaremos considerando las fuerzas sísmicas verticales.

2.2.4.5. Validación del Análisis de la Estructura.

Los resultados del análisis se utilizan para determinar si la estructura sugerida es válida y si cumple con los estándares de regularidad y rigidez.

Revisión de las Hipótesis del Análisis, Se procede a revisar los factores de irregularidad a partir de los resultados de los análisis. Se realiza una verificación para determinar si los valores de R se mantienen o requieren modificaciones. En un principio, se asume un sistema estructural para cada dirección de análisis, pero una vez obtenidos los resultados del análisis, se verifica si dicho sistema cumple con las normas establecidas. En caso de no cumplir con dichas normas, se considera la posibilidad de realizar cambios en el sistema estructural. Este mismo proceso se aplica para las irregularidades.

Tabla 7
Sistemas Estructurales - N.T.P. E.030

Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7

Nota: Obtenido de Norma Técnica E.030. Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Restricciones a la Irregularidad, Es necesario verificar las limitaciones en cuanto a la irregularidad, según la categoría y zona de la edificación, establecidas en la Tabla N° 10 de la norma E.030. En caso de que se presenten irregularidades o irregularidades extremas en edificaciones donde no están permitidas según dicha Tabla, se procederá a plantear modificar la estructuración y repetir el análisis hasta obtener un resultado satisfactorio.

Determinación de Desplazamientos Laterales, Los desplazamientos laterales se determinan de acuerdo con el Artículo 31 de la norma E.030, mediante la multiplicación de los resultados obtenidos del análisis con las sollicitaciones sísmicas reducidas por un factor de $0.75R$. En el caso de edificaciones irregulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando los resultados obtenidos del análisis lineal elástico por un factor de $0.85R$.

Distorsión Admisible, Se procede a verificar que la distorsión máxima del entrepiso, obtenida a partir de los desplazamientos calculados en el paso anterior, sea inferior al valor indicado en la Tabla N° 11 de la norma E.030. En caso de no cumplir con este requisito, se procederá a plantear modificaciones locales o globales de la estructura existente.

Tabla 8
Límites para la distorsión del entrepiso

Material Predominante	$(\Delta i / h_{ei})$
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota: Obtenido de Norma Técnica E.030 – Tabla N°11. Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Separación entre Edificios, Establecer la distancia mínima requerida con respecto a otras estructuras o al perímetro de la propiedad, de acuerdo a las directrices establecidas en la norma E.030.

2.2.5. Diseño de Elementos Estructurales

El diseño estructural de los elementos de concreto armado y albañilería es por Resistencia, empleando criterios de desempeño. Esta Resistencia de Diseño deberán poseer adecuadamente cada uno de los elementos, empleando la norma E.060 (factores de carga y reducción) (SENCICO - R.N.E. - E.060, 2009).

2.2.5.1 Consideraciones

Módulo de Elasticidad.

El módulo de elasticidad del concreto, E_c , cuyos concretos están entre $w_c = 1450 - 2500 \text{ kg/m}^3$, puede estimarse con la siguiente expresión: (SENCICO - R.N.E. - E.060, 2009).

$$E_c = (w_c)^{1.5} 0.136 \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c}$$

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

Donde E_s representa el módulo de elasticidad del acero.

Rigidez

Para el cálculo de las rigideces relativas tanto a torsión y flexión tanto en muros, columnas, losas de entrepiso y techos, se posibilita adoptar cualquier grupo de supuestos razonables y análisis consistentes.

Resistencia Requerida

Mínimamente la resistencia requerida será:

$$U = 1.4CM + 1.7CV \quad (2.2.5 - a)$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS \quad (2.2.5 - b)$$

$$U = 0.9CM \pm CS \quad (2.2.5 - c)$$

Donde:

CV: Carga Viva

CM: Carga muerta

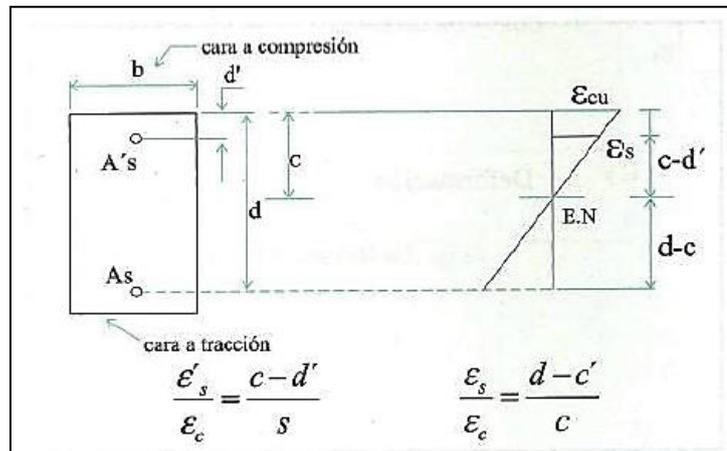
CS: Carga Sísmica

2.2.5.2 Diseño de Vigas

En la actualidad para el diseño de elementos de concreto armado es empleado el Diseño por Resistencia. Considerando que: Resistencia \geq Efectos de las Cargas, esto deberá cumplirse en vigas tanto en Flexión, Compresión, Cortante y Torsión ($\phi M_n \geq M_u$, $\phi P_n \geq P_u$, $\phi V_n \geq V_u$, $\phi T_n \geq T_u$) (Ottazi Pasino, 2015).

Según (Ortega García, 2015) en la flexión lo importantes el estado de falla de la sección, esto considerando la metodología de factores de carga y resistencia. Como observamos en una viga con refuerzo simple:

Figura 5
Estado de Falla para una Viga Simplemente Reforzada.



Nota: Adoptado de *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*, Ortega García, 2018.

Tipos de Fallas de los Elementos Sometidos a Flexión

Los elementos sometidos a flexión suelen experimentar fallas debido a la compresión del concreto. No obstante, es posible que el concreto falle antes o después de que el acero fluya. La naturaleza de la falla está determinada por la cantidad de refuerzo y se clasifica en tres tipos.

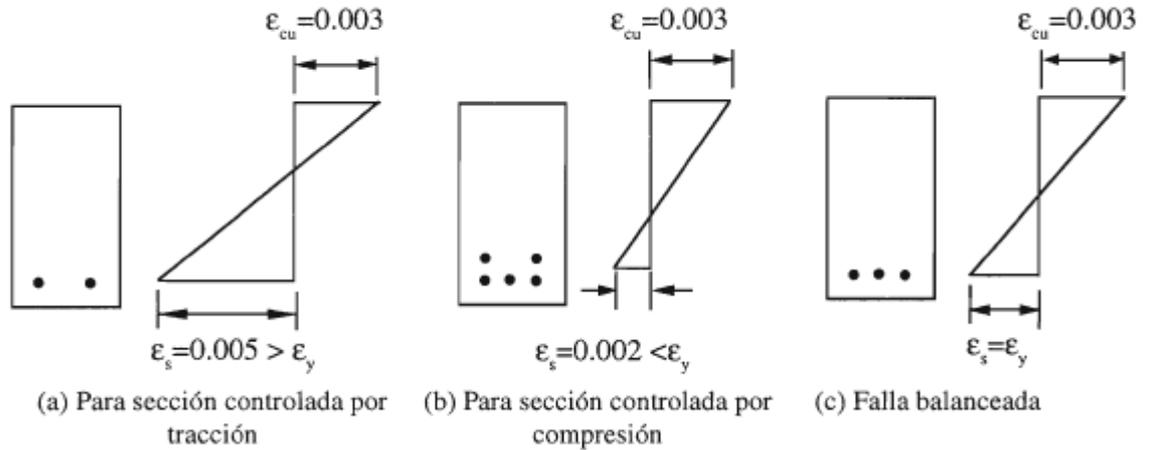
Falla por tensión, el acero fluye y el elemento exhibe una falla dúctil, evidenciando grandes deflexiones y rajaduras previas al colapso, lo que alerta a los usuarios sobre el peligro inminente. Estas secciones son conocidas como sub-reforzadas.

Falla por compresión: Esto ocurre cuando el concreto alcanza su máxima deformación antes de que el acero alcance de fluencia. La falla es frágil y tienen baja disipación de energía. Este tipo de falla deben evitarse durante el proceso de diseño.

Falla balanceada: La falla balanceada se presenta cuando el concreto alcanza la deformación unitaria Última de 0.003 al mismo tiempo que se inicia la fluencia del acero. Esta falla es de naturaleza frágil y no deseada.

Figura 6

Distribución de deformaciones para los diversos tipos de fallas en flexión.



Nota. Fallas en flexión. Adoptado de DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO, Teodoro E. Harmsen, 2017.

Para el análisis de una sección rectangular con comportamiento dúctil (simplemente reforzadas) utilizamos las siguientes expresiones:

$$a = \frac{\rho f_y d}{0.85 f'_c}$$

Donde:

$$\rho = \frac{A_s}{b d}, \text{ Porcentaje de acero de tensión (cuantía)}$$

El momento nominal M_n se calcula con la siguiente fórmula:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = A_s f_y d \left(1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f'_c} \right)$$

Se debe verificar que: $\phi M_n \geq M_u$

El área mínima de refuerzo por tracción será de:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \text{ (E.060 - 2009)}$$

La cuantía máxima garantiza que la falla sea dúctil, ósea que falle por fluencia del acero de refuerzo y no por aplastamiento del concreto (falla frágil).

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b \text{ (Elementos que no resisten sismo)}$$

$$\rho_{max} = 0.50 \rho_b \text{ (Elementos que resisten sismo)}$$

Donde la cuantía balanceada es:

$$\rho_b = \left(\frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

Para hallar el acero requerido aplicamos la siguiente fórmula.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}, \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}, \quad \phi = 0.90$$

Según Norma E.060 - SENCICO (2009), menciona que el diseño por resistencia al corte se expresa con la siguiente ecuación:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_n : Resistencia nominal

V_u : Resistencia requerida basada en combinaciones de cargas.

ϕ : 0.85 (para columnas y vigas)

Ecuación para determinar la resistencia que aporta el concreto es:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

V_c : Resistencia al corte del concreto.

Cálculo del cortante del refuerzo

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Separación del refuerzo por corte será:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

2.2.5.3. Diseño de Columnas

Los elementos como las columnas, se caracterizan por trabajar a compresión, pero también trabajan por el corte, flexión y torsión debido a su posición en la estructura (Morales Morales, 2006).

Las columnas se flexionan producto de los momentos actuantes lo cual producen esfuerzos de tracción en un lado y compresión en el otro. La magnitud de los momentos y esfuerzos axiales son los que producen el estado de falla.

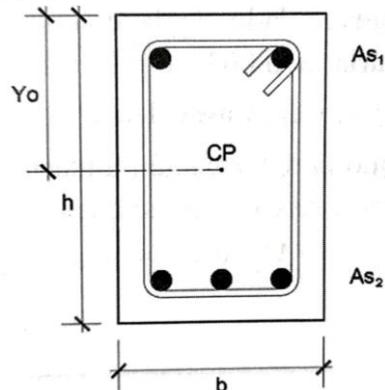
La falla en columnas

Según la norma E.060 (2009) las fallas en columnas se dan por pandeo, aplastamiento del concreto en la cara en compresión y por fluencia inicial del acero en la cara de tensión.

En la columna existe un punto en la sección donde se producen deformaciones debido a la fuerza axial, este punto es denominado centroide plástico. Representa la ubicación de la fuerza resultante producto del concreto y el acero. Se calcula así:

$$y_o = \frac{0.85f'_c b h^2/2 + A'_{s1} f_y d_1 + A_{s2} f_y d_2}{0.85f'_c b d + A'_{s1} f_y + A_{s2} f_y}$$

Figura 7
Centroide Plástico



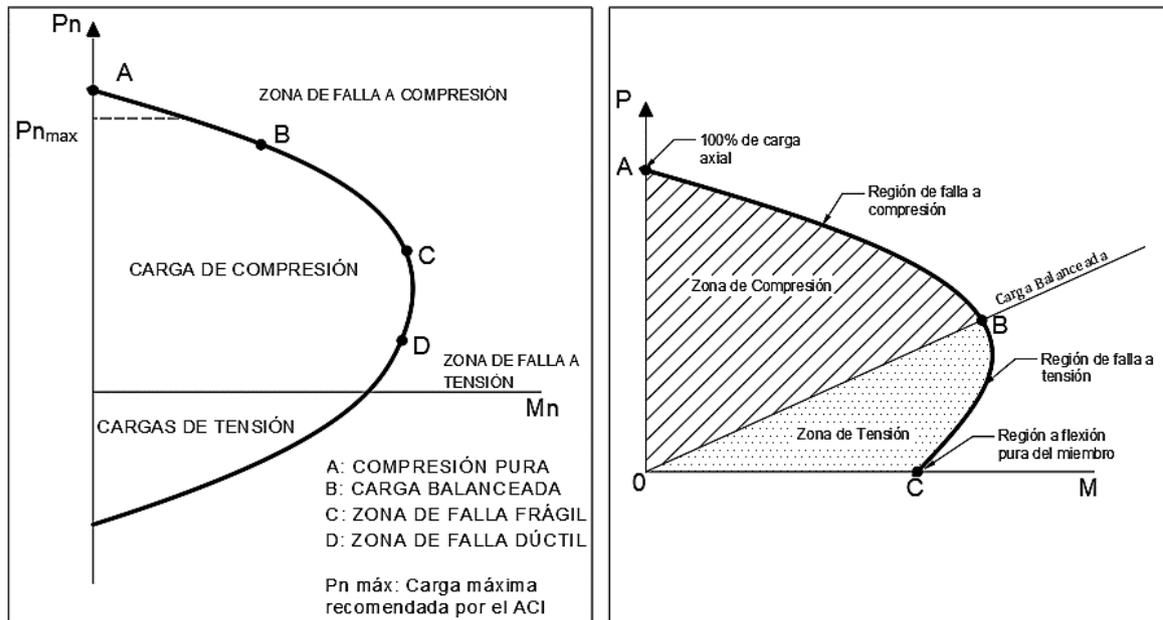
Nota. Obtenido del libro "Concreto Armado", Ricardo Oviedo S.

Diagrama de Interacción de columna:

El diagrama de Interacción de una columna representa el lugar geométrico generado por las curvas generadas por el momento M_n y la carga axial P_n que agotan la capacidad de la sección.

La máxima carga axial que puede soportar una columna es cuando el momento flector es nulo. El momento máximo que puede soportar una columna no corresponde al estado de flexión pura.

Figura 8
Diagrama de Interacción de Columna



Para estimar las dimensiones de la sección se verificará con la siguiente expresión:

$$A_g \geq \frac{P_u}{0.45(f'_c + \frac{A_s}{A_t} f_y)}$$

La capacidad de carga axial no será mayor que el valor calculado por:

$$P_u \leq \phi P_{n\text{máx}} = 0.85\phi [0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \text{ (Estribos)}$$

Según el RNE E.060 -2009, los factores de resistencia son:

Compresión y Flexo-Compresión : $\phi = 0.70$ (Columnas con estribos)

Flexión, Flexo-tracción y Tracción pura : $\phi = 0.90$

Cuantía Máxima y Mínima en Columnas

La norma peruana E.060 establece que la cuantía mínima y máxima esté entre los límites:

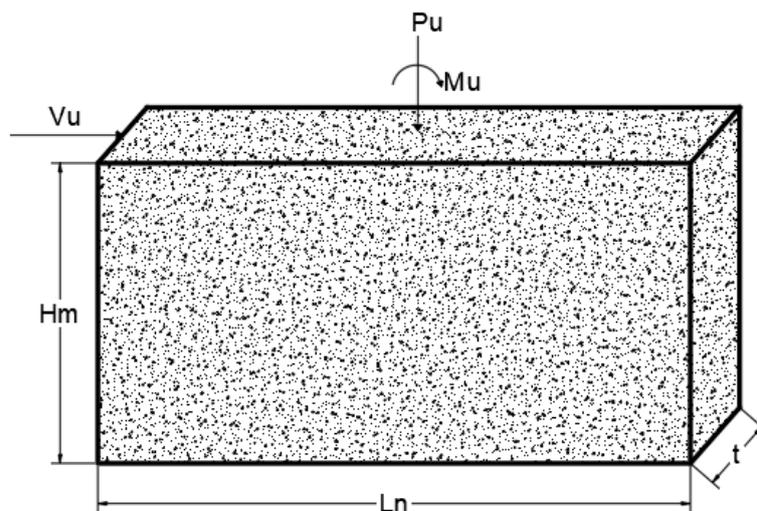
$$0.001 A_b < A_s < 0.006 A_b$$

Donde: A_s , Área de acero y A_b , Área bruta de la sección (bh)

2.2.5.4. Diseño de Muros estructurales

Los muros de concreto armado presentan una dimensión considerablemente mayor que su anchura, lo cual les confiere una elevada rigidez y ductilidad en dicha dirección. Esto les permite resistir de manera eficiente las cargas laterales generadas por acciones sísmicas y de viento, limitando los desplazamientos laterales de la estructura y disipando la energía correspondiente.

Figura 9
Muros Estructurales



Fuerzas de Diseño

Los muros de corte deben ser diseñados teniendo en cuenta la acción simultánea de las cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores provenientes del análisis.

Espesores mínimos

El espesor mínimo para los muros estructurales será de 15cm, en caso de ser muro exterior o de contención el ancho mínimo será de 20cm (NTE E.060).

Refuerzo Mínimo Horizontal y Vertical

El refuerzo horizontal no será menor de: $\rho_h = \frac{V_s}{(Ln)(t)(f_y)} \geq 0.0025$

El refuerzo vertical no será menor de:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{H_m}{L_n}\right)(\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

Diseño por corte

La resistencia al corte V_n de muros estructurales será:

$$\frac{V_n}{\phi} = V_c + V_s$$

La resistencia V_n , en cualquier sección horizontal para cortante en el plano del muro no debe tomarse mayor que:

$$V_n = 2.65\sqrt{f'_c} A_{cw}$$

Donde: A_{cw} : *area de corte de la sección transversal* = $(Ln)(t)$

La resistencia del concreto no debe ser mayor que:

$$V_c = a_c (A_{cw}\sqrt{210})$$

Donde: a_c :

$$\frac{H_m}{L_n} \leq 1.50 \rightarrow a_c = 0.80, \quad \frac{H_m}{L_n} \geq 2.00 \rightarrow a_c = 0.53$$

En todas las áreas de los muros donde se prevea una deformación por flexión del refuerzo vertical debido a la respuesta sísmica inelástica de la estructura, se deberá ajustar el cortante de diseño V_u a la capacidad de flexión instalada en el muro mediante:

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

Elementos de Borde

Los elementos de borde en las zonas de compresión deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda de:

$$c \geq \frac{l_m}{600(\delta u/h_m)}$$

Donde

l_m : *Longitud del muro en el plano horizontal*

h_m : *altura total del muro*

c : *mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial amplificada*

δu : *Desplazamiento máximo inelástico en la altura máxima del muro.*

2.2.5.5. Diseño en Albañilería confinada

El diseño de muros de albañilería se basará en la verificación según la norma E.070:

- Verificación de la densidad de muros
- Verificación por esfuerzo axial de muros
- Verificación de fisuración de muros.
- Verificación de la resistencia al corte del edificio
- Verificación del agrietamiento diagonal en los entresijos superiores
- Diseño de los confinamientos para la combinación de fuerzas de corte, compresión o tracción y corte fricción.

Densidad de Muros

Cumplir con la densidad de muros permite evitar fallas frágiles por carencia en la resistencia a cargas laterales. Para cada dirección de análisis se debe cumplir la siguiente ecuación (Abanto, 2018)

$$\sum \frac{L \cdot t}{A_p} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

Donde:

A_p : Área de planta típica

L : Longitud total del muro incluyendo columnas ($L > 1.20m$)

t : Espesor efectivo del muro

Parámetros sísmicos: Factor de Zona (Z), Factor de Uso (U), Factor de Suelo (S)

N : Número de pisos del edificio

Verificación por Esfuerzo Axial Máximo

Debe cumplirse:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq \sigma_{m\acute{a}x1} = 0.2 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$$

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq \sigma_{m\acute{a}x2} = 0.15 f'_m$$

Donde:

σ_m : Esfuerzo axial máximo

L : Longitud total del muro (incluyendo a las columnas) (m)

P_m : Carga de gravedad máxima de servicio (CM+0.5CV)

f'_m : Resistencia característica a compresión axial de la albañilería (35kg/cm²)

h : Altura libre entre los elementos de arriostre horizontales del muro

t : Espesor efectivo del muro

Control de Fisuración

Ningún muro debe agrietarse ante el sismo moderado:

$$V_e \leq 0.55V_m = \text{Fuerza Cortante Admisible}$$

V_e : Fuerza cortante del muro obtenido del análisis elástico (sismo moderado)

V_m : Resistencia a fuerza cortante de los muros de albañilería

$$V_m = 0.5v_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23P_g \quad (\text{Unidades de Arcilla y de Concreto})$$

P_g : Carga axial de servicio, con sobrecarga reducida ($P_D + 0.50P_L$)

v'_m : Resistencia característica a corte de la albañilería (5.1 kg/cm^2)

α : Factor de reducción de la resistencia al corte por esbeltez

$$1/3 \leq \alpha = \frac{V_e \cdot L}{M_e} \leq 1.0$$

V_e : Fuerza cortante del muro obtenido del análisis elástico (sismo moderado)

M_e : Momento flector del muro obtenido del análisis elástico (sismo moderado)

Verificación de la Resistencia al Corte del Edificio

El edificio tendrá una adecuada resistencia y rigidez, en cada entrepiso "i" y dirección principal de la edificación siempre y cuando se cumpla:

$$\sum V_{mi} \geq V_{Ei}$$

Donde:

$\sum V_{mi}$: Sumatoria de resistencia al corte en el entrepiso "i".

V_{Ei} : Fuerza cortante actuante en el entrepiso "i", producida por el sismo severo.

Fuerzas Internas para el Diseño

$$V_{ui} = V_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}}, \quad M_{ui} = M_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

Donde:

V_{ui} : Fuerza cortante última de diseño para el entrepiso "i" del sismo severo

M_{ui} : Momento último de diseño para el entrepiso "i" del sismo severo

$2 \leq V_{m1} / V_{e1} \leq 3$, factor amplificación para pasar a condición de sismo severo, se calcula sólo para el primer piso de cada muro.

Verificación del Refuerzo Horizontal en los Muros

Se colocará refuerzo horizontal ($\rho = A_s / (s \cdot t) \geq 0.001$) siempre y cuando:

$$V_u \geq V_m, \quad \sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \geq 0.05 f'_m, \quad \text{Si } N^\circ_{pisos} > 3 \text{ (todo del primer nivel)}$$

Verificación del Agrietamiento Diagonal en los Entrepisos Superiores

En cada entrepiso superior al primero, deberá verificarse para cada muro confinado que:

$$V_{mi} > V_{ui}$$

2.2.5.6. Diseño de Losas

Lasas Armadas en Un sentido

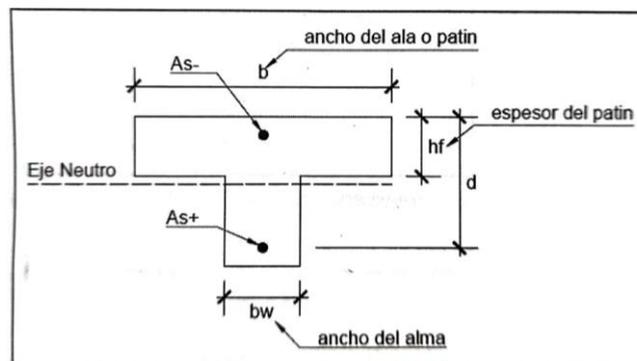
Estas son losas macizas que trabajan en una dirección, estas transmiten las cargas a las vigas principales. La relación de la mayor luz con la menor es ≥ 2 , si esto no se cumple deberá emplearse losas bidireccionales (Ottazi Pasino, 2015)

Presenta apoyos perpendiculares en la dirección del armado, presentando regularmente restricciones losa – viga. Los estribos no aplican en losas según norma. El acero mínimo previene agrietamiento. También es necesario el acero de temperatura. (Ortega García, 2015)

Lasas Aligeradas en Un sentido

Las losas aligeradas utilizan viguetas de concreto y ladrillo hueco para aligerar el peso. Son parecidas a las losas nervadas. Se diseñan como vigas T (Ortega García, 2015).

Figura 10
Losas Aligeradas



Nota: Adoptado de "CONCRETO ARMADO". Oviedo, 20019.

Diseño por Flexión.

Si $(a=c) \leq hf$, entonces la viga se analizará como una sección rectangular de ancho b .

Si $(a=c) > hf$, entonces se analizará como una viga T, que trabaja como tal.

a : Distancia del bloque rectangular en compresión a la fibra más comprimida.

hf : espesor del patín o ala

Acero para mayor momento positivo.

$$\phi_f = 0.9, d = (h-3) \text{ cm}$$

$$A_{s+} = \frac{0.85 * f'_c * b * d}{f_y} - \sqrt{\frac{1.7 * f'_c * b}{f_y^2} \left(\frac{0.85 * f'_c * b * d^2}{2} - \frac{M_{u+}}{\phi_f} \right)}, b = 40 \text{ cm}$$

$$a_+ = \frac{A_{s+} * f_y}{0.85 * f'_c * b} < 5 \text{ cm, se analiza como sección rectangular.}$$

Acero para mayor momento Negativo.

$$A_{s-} = \frac{0.85 * f'_c * b_w * d}{f_y} - \sqrt{\frac{1.7 * f'_c * b_w}{f_y^2} \left(\frac{0.85 * f'_c * b_w * d^2}{2} - \frac{M_{u-}}{\phi_f} \right)}, b_w = 10 \text{ cm}$$

$$a_- = \frac{A_{s-} * f_y}{0.85 * f'_c * b} < 5 \text{ cm, se analiza como sección rectangular.}$$

$$\text{La cuantía balanceada será: } \rho_b = 0.85 * \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

La cuantía mínima y máxima de secciones T será:

$$A_{s \text{ min}} = 0.70 b_w d \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}, b_w = 10 \text{ cm (E.060 - 2009)}$$

$$A_{s \text{ máx}} = 0.75 \rho_b b_w d$$

Diseño por Corte.

La fuerza de corte soportada por concreto del alma de la vigueta de la losa aligerada esta expresada según la norma E.060 por:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

Además, según el artículo 8.11.8 de la norma E.060 la resistencia a fuerza cortante para losas nervadas se puede incrementar en un 10%.

2.2.5.7. Diseño de Cimentación

Hallar el elemento (zapata, cimiento corrido, platea de cimentación, etc.) capaz de transmitir las cargas de la edificación al suelo es el propósito del diseño de cimentaciones. Debiendo evitarse fallas de corte, de asentamientos, flujo plástico y desplazamientos. Para esto debemos hallar valores que nos indiquen las máximas cargas o presiones que el suelo es capaz de soportar (Ortega García, 2015).

Tipos de Cimentaciones

Existe una gran diversidad de cimentaciones, las más comunes son:

Cimentaciones superficiales

- **Cimentaciones aisladas o zapatas aisladas**, se utiliza para soportar las cargas de una única columna o placa. Generalmente se usa cuando las cargas no son significantes y las columnas están lejanas entre sí.
- **Cimentaciones corridas**, Generalmente cubre toda la parte inferior de un muro, con el fin de distribuir adecuadamente las cargas sobre el suelo.
- **Cimentaciones combinadas**, Usadas generalmente para soportar las cargas de dos o más columnas. Se utiliza cuando las dimensiones de las zapatas aisladas resultan muy grandes, resultando más económico combinarlas.
- **Cimentaciones conectadas**, Conformadas por la conexión de una zapata excéntrica y una zapata aislada mediante una viga que las une con el propósito de controlar la rotación de la zapata excéntrica.
- **Losas de cimentación**, Está formada por una losa grande continua, generalmente soportan todos los elementos verticales, se usan cuando la resistencia del suelo es baja o las cargas de los muros o columnas son grandes.

B. Cimentaciones profundas

- Cimentación con pilotes o con pilares
- Cimentaciones con Caisons

2.2.6. Intervención (Rehabilitación) en Edificaciones Existentes

El fin de la intervención de los elementos que componen la estructura es incrementar su resistencia y rigidez, esto puede ser logrado con el incremento de su sección transversal, así la estructura tendrá un desempeño óptimo. También otra opción es usar encamisados de confinamiento o planchas de acero, con el fin de incrementar la capacidad dúctil y de deformación estructural. (López, 2014).

2.2.6.1. Demanda / Capacidad

Es necesario evaluar la relación entre la demanda y la capacidad del miembro, sistema o estructura del área de trabajo utilizando la demanda del código de construcción (R_u) con cargas nominales, combinaciones de carga mayoradas y capacidades del código de construcción. De esta manera, se puede determinar si la relación demanda/capacidad supera el valor de 1.0, tal como se indica en la ecuación correspondiente.

$$\frac{R_u (\text{demanda})}{\phi R_n (\text{capacidad})} \leq 1 \quad (\text{Ec. 2.2.6})$$

En la ecuación. (2.2.6), R_u es la demanda de diseño de resistencia determinada mediante el uso de las combinaciones de cargas nominales y factorizadas de la norma de construcción original. ϕR_n es la capacidad ajustada por el factor de reducción (ϕ).

Si $R_u / \phi R_n$ es mayor que 1.0, entonces se requieren reparaciones de reforzamiento y se permitirá restaurar la capacidad estructural requerida por el código de construcción.

Se permitirá la reparación de la estructura de concreto existente para restaurar un miembro, sistema o estructura del área de trabajo a la capacidad del código de construcción basado en las propiedades del material de la construcción original.

Según la norma E.060 de concreto armado, si $R_u / \phi R_n$ es igual a 1 o menor, entonces no se requieren intervención de reforzamiento (American Concrete Institute - ACI 562-19, 2019)

2.2.6.2. Factores de Reducción de Resistencia Máxima

Factores de reducción de resistencia para el diseño de rehabilitación

La resistencia de diseño de un elemento se determina considerando sus conexiones con otros elementos, sus secciones transversales y su capacidad para resistir flexión, carga axial, cortante y torsión. Esta resistencia se calcula de acuerdo con los requisitos y suposiciones establecidos en la norma E.060 y se multiplica por los factores de reducción de resistencia ϕ para obtener la resistencia nominal.

Flexión sin carga axial	: $\phi = 0.90$
Carga axial de tracción con o sin flexión	: $\phi = 0.90$
Carga axial de compresión con o sin flexión	: $\phi = 0.70$ (Estribos)
Cortante y torsión	: $\phi = 0.85$

Según la norma E.060 (2009), si se han realizado en sayos o mediciones para determinar las propiedades y dimensiones de los materiales, y si los cálculos se pueden realizar mediante una evaluación analítica, se puede incrementar el valor del coeficiente de reducción de resistencia (ϕ) con respecto a los valores dados para el diseño, pero este no deberá ser mayor a:

- Flexión sin carga axial	1,00
- Tracción axial con o sin flexión	1,00
- Compresión axial con o sin flexión:	
Elementos con espiral	0,90
Elementos con estribos	0,85
- Cortante o torsión	0,90
- Aplastamiento del concreto	0,85

2.2.7. Estrategias de Rehabilitación

El reforzamiento se enfoca en aumentar la resistencia y la capacidad de carga. El objetivo del reforzamiento es mejorar la capacidad de resistencia y evitar la deformación o fractura.

Se toma en cuenta que el sistema resistente a fuerzas laterales de la estructura rehabilitada tenga un nivel adecuado de redundancia estructural. Esto quiere decir que la estructura tiene la capacidad de redistribuir las cargas de los elementos más cargados (mayor demanda) a los elementos menos cargados (menor demanda). Esto con el fin de que cualquier falla localizada de algún elemento del sistema no resulte en una inestabilidad o colapso local (FEMA-273).

2.2.7.1. Modificación local de componentes

Consiste en realizar intervenciones locales en los elementos estructurales inadecuados con falta de resistencia, rigidez o capacidad de deformación con el fin de mejorar su comportamiento. Esto se puede realizar manteniendo el sistema resistente a fuerzas laterales original. Esta estrategia consiste en mejorar la conectividad entre elementos, mejorar la resistencia y la capacidad de deformación. Esta es la opción más económica para la rehabilitación cuando solo algunos de los elementos son inadecuados (FEMA273, 1997).

Encamisado de vigas y/o columnas

El encamisado es una técnica que permite que los elementos con resistencia insuficiente sean capaces de resistir las demandas de resistencia generadas por el análisis, sin afectar la estructura en su totalidad. Dentro de estas medidas, se encuentra el encamisado de vigas o columnas, que consiste en incorporar nuevo acero y/o concreto. Estas medidas incrementan la resistencia del elemento y le permiten resistir una mayor fuerza inducida por el sismo antes de que se produzca daño. (FEMA273, 1997)

El nuevo concreto y acero se diseña para actuar de forma compuesta con los materiales existentes. Los materiales antiguos deben estar en buenas condiciones para ser considerado en la reparación. Los encamisados se diseñan para proporcionar una mayor fuerza de conexión y una mejor continuidad entre los componentes adyacentes.

Malla electro-soldada en muros de albañilería

La reparación de muros de albañilería con mallas electrosoldadas a dos caras es una técnica sencilla de aplicar realizada en una investigación por el Ingeniero Ángel San Bartolomé y Arturo Castro Morán

Consiste en emplear mallas electrosoldadas compuestas por varillas de acero corrugado de 4.5mm de diámetro espaciadas cada 15cm. Con una resistencia promedio a la tracción de 6114 kg/cm². Las unidades de albañilería empleadas en el ensayo tenían una resistencia característica a la compresión axial $f_m=86\text{kg/cm}^2$ y a la compresión diagonal $v_m=17\text{kg/cm}^2$.

El ensayo consistió en someter el muro a cargas lateral cíclica con el propósito de hacer fallar al muro, luego se procedió a la reparación de las fisuras y a su reforzamiento con mallas electrosoldadas a dos caras para finalmente nuevamente someter al muro al ensayo ante cargas laterales.

Se obtuvo un incremento de resistencia del 40% del muro reparado con relación al original. El muro reparado incremento su ductilidad soportando mayores desplazamientos y su capacidad de cargas lateral. El muro reparado recuperó su rigidez inicial en un 85%. El módulo corte incremento en 33% con respecto al muro original

2.2.7.2 Rigidización Global de la Estructural

La Rigidización se enfoca en aumentar la rigidez y reducir la deformación. El objetivo de la Rigidización es reducir la flexibilidad o la deformación de un elemento o estructura, proporcionando mayor estabilidad o evitando desplazamientos indeseados.

Incorporación de Elementos Estructurales Adicionales

Esto implica la adición de elementos estructurales, como vigas, columnas, placas de corte para aumentar la capacidad de carga de la estructura. Estos elementos suelen estar hechos de materiales como acero o concreto

Adición de Muros de Corte o Placas

Las placas de concreto toman gran parte la fuerza sísmica y momentos importantes. Se toma en cuenta el adecuado reforzamiento de la cimentación de las placas, para una correcta transferencia de cargas hacia el terreno. Además, se considera la conexión de los nuevos elementos con las columnas existentes y losas de piso tal que el diafragma rígido cumpla con transmitir las fuerzas de sismo a los nuevos elementos (FEMA273, 1997).

Intervención General de Columnas

Se puede emplear cuando las vigas longitudinales del edificio son robustas en dimensiones y armadura. El incremento de resistencia y rigidez lateral de la estructura se logra aprovechando las vigas existentes y robusteciendo las columnas en la dirección longitudinal. La técnica considera el enchaquetado de las columnas que soportan las vigas transversales y la construcción de nuevas columnas en lugar de las columnas de confinamiento de los muros de albañilería. En ambos casos, la sección de los nuevos elementos es en forma de “T” (Muños et al., 2007)

2.3. Marco Conceptual

Sismo. Según la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (2003) define al sismo como:

“Se denomina sismo o terremoto a las sacudidas o movimientos bruscos del terreno producidos en la corteza terrestre como consecuencia de la liberación repentina de energía en el interior de la Tierra o a la tectónica de placas. Esta energía se transmite a la superficie en forma de ondas sísmicas que se propagan en todas las direcciones. El punto en que se origina el terremoto se llama foco o hipocentro; este punto se puede situar a un máximo de unos 700 km hacia el interior terrestre. El epicentro es el punto de la superficie terrestre más próximo al foco del terremoto”.

Vulnerabilidad. “La vulnerabilidad es definida como la cantidad de daño inducida por un nivel de peligro dado, y expresada como una fracción del valor del ítem dañado bajo consideración” (Earthquake Engineering Research Institute (EERI), 2022)

Riesgo sísmico. Según el Earthquake Engineering Research Institute (2022) define el riesgo sísmico como:

“La probabilidad que las consecuencias sociales o económicas de los sismos sea igual o exceda un valor especificado en un sitio, varios sitios, o en un área, durante un tiempo de exposición especificado. El riesgo es por tanto expresado en términos cuantitativos. En consecuencia, el riesgo sísmico es el producto del Peligro Sísmico por la Vulnerabilidad”.

Microzonificación sísmica. El CISMID (2011), la define como:

“Los estudios de microzonificación sísmica tienen como objetivo determinar de manera detallada el comportamiento del suelo frente a un sismo en base al conocimiento de las condiciones particulares del área local, llamadas Condiciones Locales de Sitio. En la actualidad se reconoce a las condiciones locales de sitio como uno de los principales factores responsables de los daños sufridos por las edificaciones, en consecuencia, esta información y el mapa correspondiente permite proyectar los posibles daños que pueden ocurrir a las edificaciones y a la población”.

Seguridad Estructural. Dos aspectos importantes considerados son: que el edificio resista las solicitaciones presentes y lo segundo se permita un uso correcto. “La seguridad estructural consiste en asegurar que el edificio tiene un comportamiento estructural adecuado frente a las acciones e influencias previsibles a las que pueda estar sometido durante su construcción y uso previsto” (Dirección General de Arquitectura, Vivienda y Suelo - España, 2019).

Capacidad. La resistencia, rigidez, ductilidad, disipación de energía y durabilidad de un material, miembro o sistema según lo determinado por análisis o ensayo.

Demanda. la fuerza, deformación, entrada de energía y ataque químico o físico impuesto a un material, miembro o sistema que se va a resistir.

Vida útil de diseño (de un edificio, componente o material): el período de tiempo después de la instalación o reparación durante el cual el rendimiento satisface los requisitos especificados si se mantiene de manera rutinaria, pero sin estar sujeto a una sobrecarga o evento extremo.

Evaluación Estructural: consiste en analizar las características y el estado del edificio, considerando la calidad en el diseño y la construcción. Enfocado principalmente en el estado actual de edificios dañados y su posible solución requerida. (Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile, 2018).

El (American Concrete Institute - ACI 562-19, 2019), lo define como:

“El proceso de investigación mediante la recopilación sistemática de información sobre el desempeño de una estructura existente; y evaluación de la información recopilada para tomar decisiones informadas con respecto a la necesidad de reparación o rehabilitación; y detallando los hallazgos como conclusiones y reportando recomendaciones para el área de trabajo de concreto estructural examinada (miembro, sistema o estructura)”.

Análisis Estructural: proceso de utilizar la mecánica de ingeniería para determinar las demandas internas y las capacidades de una estructura, miembro o sistema.

Rehabilitación. Reparación o modificación de una estructura existente a una condición útil deseada (American Concrete Institute - ACI 562-19, 2019).

Reparación. “Consiste en restablecer los niveles originales de resistencia y seguridad de la estructura” (Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile, 2018).

La reconstrucción o renovación de partes de concreto de una estructura existente con el propósito de su mantenimiento o para corregir el deterioro, daño o construcción defectuosa de miembros o sistemas de una estructura (American Concrete Institute - ACI 562-19, 2019).

Sustitución. “Se trata del reemplazo de un elemento o parte de una estructura, cuando el nivel de daño o los requerimientos de intervención son tales que hacen inviable la reparación y/o el refuerzo” (Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile, 2018).

Inspección. “Revisión visual de la estructura o edificación en estudio, con el fin de evaluar e identificar todos aquellos parámetros que pudiesen servir como antecedente para el análisis o proyecto de reparación y/o refuerzo” (Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile, 2018).

2.4. Hipótesis

La evaluación estructural permitirá verificar el comportamiento adecuado del pabellón C de la Institución Educativa 80140 – nivel secundario del distrito de Chugay, Sánchez Carrión, La Libertad.

2.5. Variables. Operacionalización de Variables

2.5.1 Variable Independiente

- Evaluación estructural

2.5.2 Operacionalización de Variables

Tabla 9
Operacionalización de Variables

Variable	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicador	Instrumento
Variable Independiente: Evaluación Estructural	<p>“Análisis del estado y características estructurales de una edificación, tanto desde el punto de vista de su diseño como de su calidad constructiva. Dicha evaluación se realiza en edificaciones dañadas, para lo cual el análisis deberá enfocarse en su situación actual y su eventual requerimiento de intervención” (Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile, 2018).</p>	<p>El procedimiento seguido será el siguiente: Análisis de la documentación existente (estudios, planos, normas), ensayos no destructivos, modelamiento y análisis estructural de la edificación, validación del análisis y diseño según las normas actuales, propuesta de reforzamiento de la edificación.</p>	Análisis documental	-Configuración estructural -Propiedades de los materiales -Proceso constructivo.	Ficha técnica
			Ensayos	-Uniformidad del concreto - Ubicación del refuerzo	Ensayo NTP 339.181
			Análisis del EMS	- Clasificación del suelo. -Capacidad portante del suelo	Ficha de síntesis
			Análisis estructural	- Modos de vibración Rigidez lateral - Irregularidades -Sistema estructural	Método de elementos finitos.
			Validación estructural	Cumplimiento con normas E.030, E.060, E.070	Disposiciones Normativas E.030, E.060, E.070
			Propuesta de mejora	Cumplimiento con normas E.030, E.060, E.070	Disposiciones Normativas E.030, E.060, E.070

III. Metodología Empleada

3.1. Tipo y Nivel de Investigación

3.1.1. Tipo de Investigación

De Acuerdo a la Orientación o Finalidad

Se utilizará una Investigación Aplicada, utilizando conocimientos previos en la solución de problemas nuevos centrándose en un campo de práctica, en el desarrollo y la práctica del conocimiento obtenido en la investigación.

De Acuerdo a la Técnica de Contrastación

Se empleará una Investigación Descriptiva, utilizando la recolección de datos describiéndolos y analizándolos para probar la hipótesis planteada basándose en la medición numérica.

3.1.2. Nivel de Investigación

El nivel de investigación será descriptivo. Descriptiva porque se especificarán las características, propiedades y rasgos importantes del Pabellón C de la I.E. 80140 del distrito de Chugay buscando hallar las causas que afectan la estructura del Pabellón C de la I.E. 80140.

3.2. Población y Muestra

3.2.1 Población.

Esta investigación se aplica en la Institución Educativa 80140 la cual tiene cuatro Pabellones destinados a aulas. Por lo tanto, la población serán Todos los pabellones de la Institución Educativa 80140 del distrito de Chugay, Provincia de Sánchez Carrión, La libertad, Perú.

3.2.2 Muestras.

La muestra se clasifica como no probabilística o dirigida, la cual no pretende que el caso sea estadísticamente representativo de la población, se considera como muestra al Pabellón C de la Institución Educativa 80140, nivel secundario, del distrito de Chugay, Sánchez Carrión, La Libertad, Perú.

Figura 11

Vista frontal de Pabellón C de la I.E. 80140



3.3. Diseño de Investigación

En este proyecto se llevará a cabo una investigación aplicada, donde se confrontará la teoría con la realidad.

El nivel de investigación será descriptivo. Descriptiva porque se especificarán las características, propiedades y rasgos importantes del Pabellón C de la I.E. 80140 del distrito de Chugay buscando hallar las causas que afectan la estructura del Pabellón C de la I.E. 80140.

El diseño de la investigación será no experimental – transversal, se observarán los fenómenos en su entorno natural y luego se analizarán sin recurrir a la manipulación.

El diseño de contrastación será de campo - documental, la data será obtenida del sitio de estudio, sin control de ninguna variable. Los datos serán obtenidos directamente del pabellón C del a I.E. 80140, mediante la observación, y también de la documentación proporcionada existente.

3.4. Técnica e Instrumentos de Investigación

En esta investigación se recolectarán los datos con la observación directa o de campo lo cual corresponderá la toma de fotografías y toma de datos a través de llenado de fichas.

Además, se recolectará toda la información técnica para su revisión como: planos, estudios geotécnicos, expedientes técnicos de obra, informes de intervenciones pasadas.

Para la determinación de las propiedades de los materiales, se emplearán métodos no destructivos.

Tabla 10

Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

TECNICAS	INSTRUMENTOS
Observación	- Fichas de observación de campo - Lista de cotejo - Cuaderno de observación
Análisis documental	- Fichas bibliográficas - Fichas de contenido - Fichas de síntesis - Fichas de comentarios

Normativas, Guías y Manuales Técnicos Referenciados

- ACI 201.1R-08: Guide for Conducting a Visual Inspection of Concrete in Service
- ACI 364.1R-07: This Guide for Evaluation of Concrete Structures before Rehabilitation
- ACI 369R-11: Guide for Seismic Rehabilitation of Existing Concrete Frame Buildings and commentary.
- ACI 562-19: Code Requirements for Assessment, Repair, and Rehabilitation of Existing Concrete Structures (ACI 562-19) and Commentary.
- Manual de Reparaciones y Refuerzos Estructurales, Serie Estándares Técnicos de Construcción, Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile.
- Guía para la Evaluación de Edificaciones Existentes con Fines de Adecuación Sísmica, Óscar Andrés López, CAF-Banco de Desarrollo de América Latina, Caracas.

El procedimiento para la evaluación estructural se dividirá en tres fases:

Etapas 1. Evaluación Preliminar.

El propósito de la evaluación preliminar es analizar la información disponible sobre la estructura dentro del área de trabajo y realizar una determinación inicial de su adecuación para soportar las condiciones ambientales y las cargas de diseño del lugar. Los resultados de esta evaluación deben ser utilizados para tomar decisiones en relación a la situación actual. (American Concrete Institute - ACI 562-19, 2019)

- Obtención de documentación: planos de obra, memoria de cálculo, estudio de mecánica de suelos, cuaderno de obra.
- Inspección ocular para verificar patologías en la estructura.
- Análisis de las normas empleadas en el momento que se construyó la edificación.
- Identificación de sismos o algún fenómeno natural de gran magnitud que haya podido afectar la edificación.
- Determinación de los ensayos a aplicar y ubicación de los elementos a intervenir.

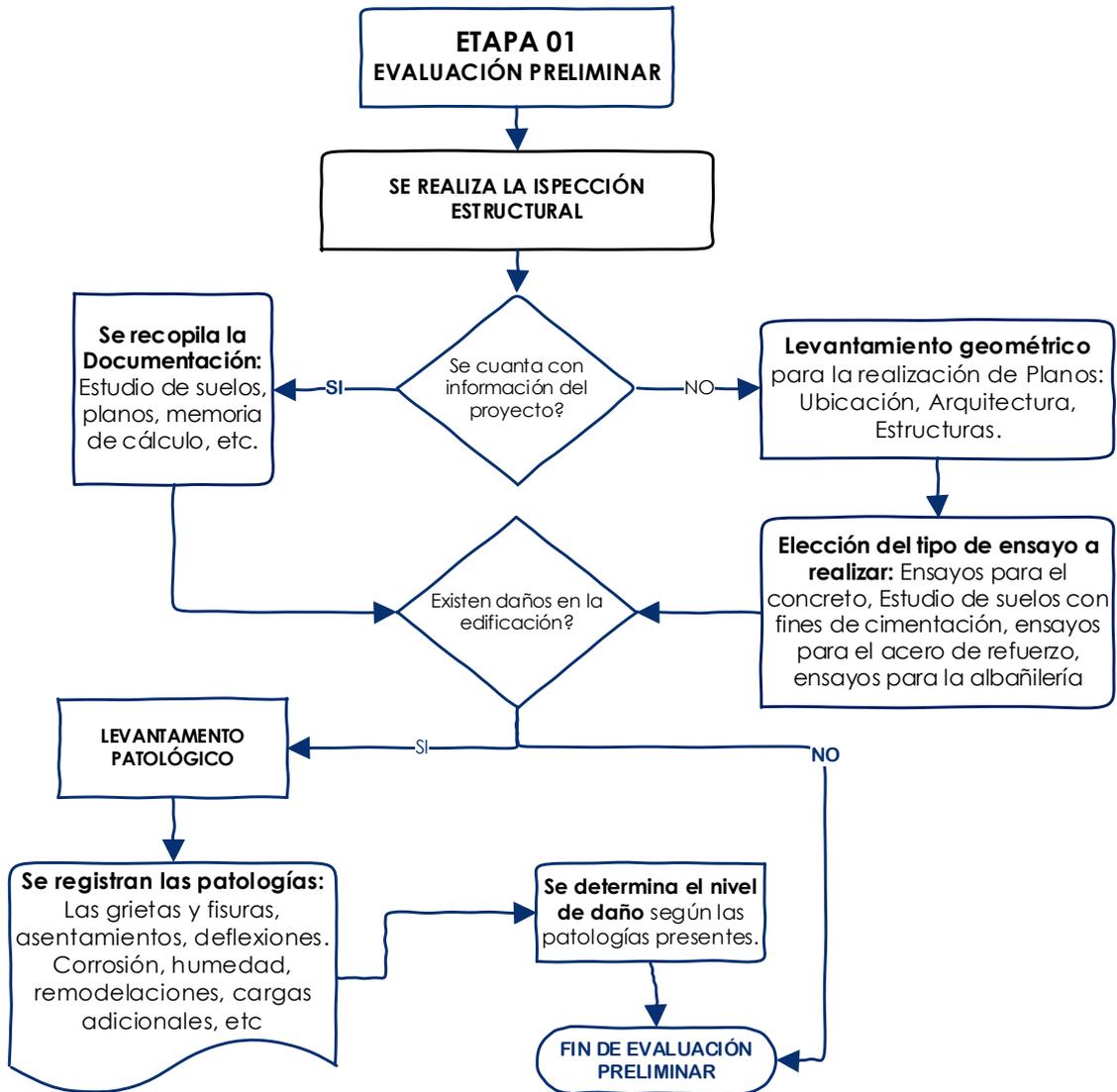
Etapas 2. Evaluación Simple.

- Llevar a cabo los ensayos determinados, en campo.
- Registro de las observaciones de la condición actual de la estructura.
- Obtención de la información sobre las propiedades y características del suelo de fundación de la estructura.
- Obtención de las propiedades y características de los materiales que componen la estructura (concreto, albañilería, acero).

Etapas 3. Evaluación Detallada.

- Modelamiento de la estructura en el software Etabs.
- Validación de la estructura. Los valores obtenidos serán comparados con los rangos aceptables de valores que establece la norma para la validación estructural.
- Propuestas de Rehabilitación o Reforzamiento.

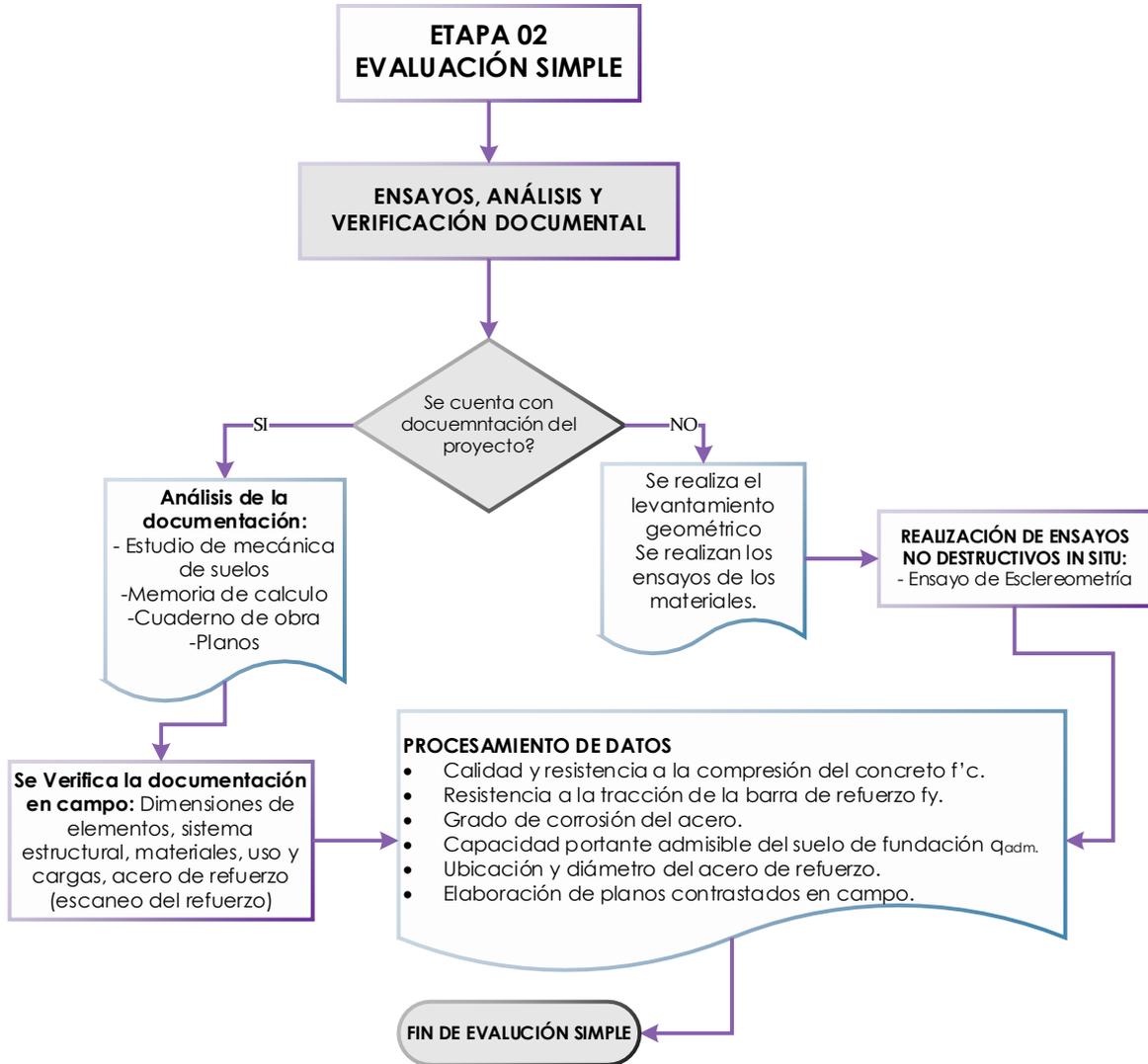
Figura 12.
Diagrama de Flujo de la Etapa 01. Evaluación Preliminar



Nota. Procedimiento para la Etapa 1 de investigación.

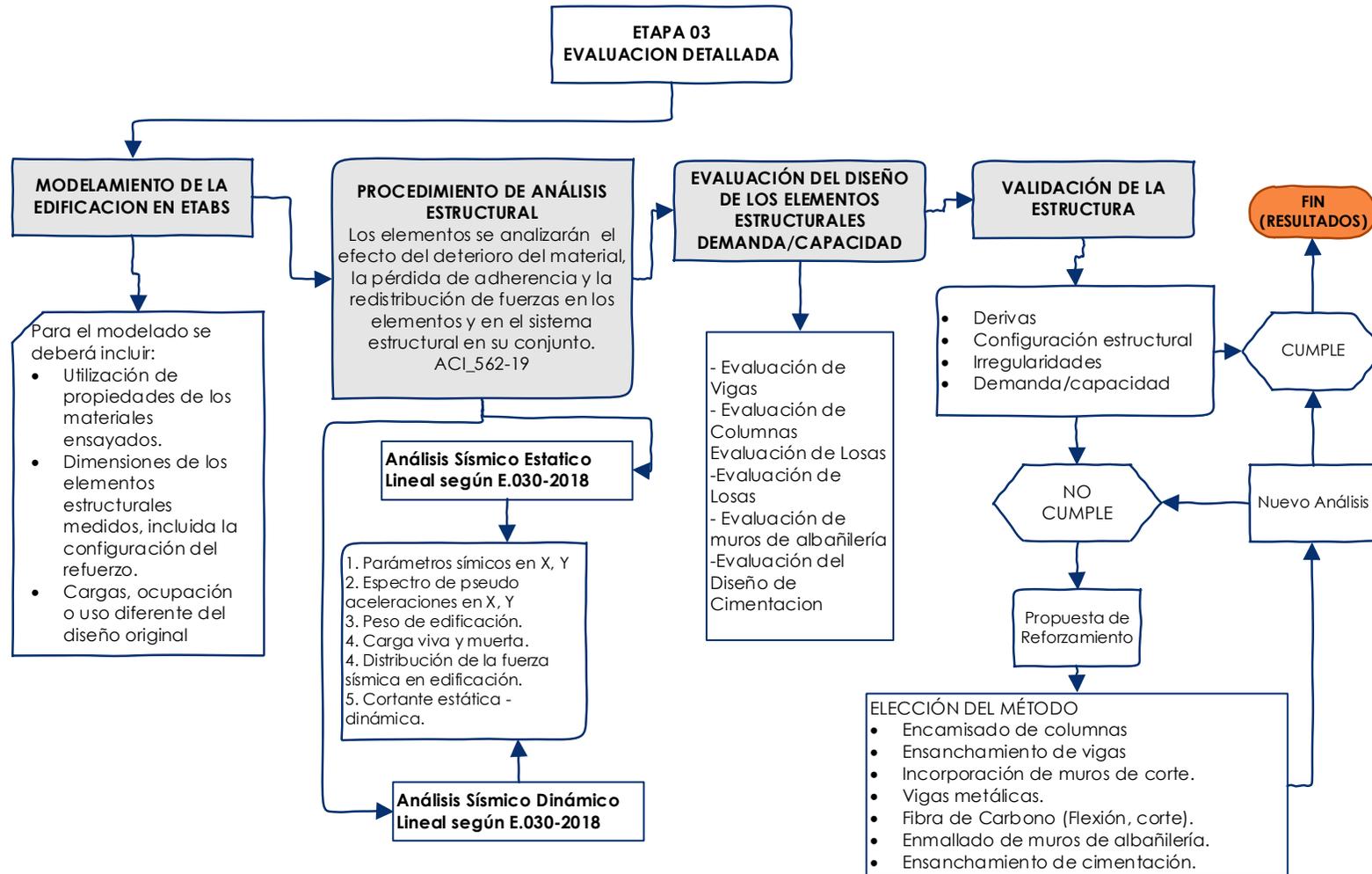
Figura 13

Etapa 02. Evaluación Simple



Nota. Procedimiento para la Etapa 2 de investigación.

Figura 14
Etapa 03. Evaluación Detallada



Nota. Procedimiento para la Etapa 2 de la investigación.

3.5. Procesamiento y Análisis de Datos

Para el procesamiento se realizará con diferentes softwares especializados entre ellos tenemos:

- Etabs V21, este programa nos permite realizar el análisis del modelo matemático especializado en edificaciones, se empleará tanto para el análisis estático como dinámico, contrastando con la norma E.030.
- Sap2000 V23, programa para el análisis y diseño de estructuras con diferentes características y configuraciones.
- PTC Mathcad Prime 8.0, programa para la optimización de cálculos y programación de fórmulas y procedimientos usados en la ingeniería.
- CSI SAFE V21, este programa nos permitirá realizar el análisis del modelo matemático de las cimentaciones de la edificación.
- Excel 2019, este programa nos permite procesar datos en tablas y realizar diferentes operaciones con los datos obtenidos.
- AutoCAD 2021, este programa nos permitirá dibujar los planos a escala, de ubicación, arquitectura, estructuras.
- Microsoft Word 2019, utilizaremos este software para redactar la información obtenida.

La técnica de análisis de datos cuantitativos será mediante representaciones numéricas basándose en resultados tangibles, haciendo comparaciones con las normas actuales E.030 de Diseño Sismorresistente, E.070 de Albañilería Confinada, E.60 de concreto Armado, E.020 de Cargas.

IV. Presentación de Resultados

4.1. Análisis e Interpretación de Resultados

4.1.1 Inspección Estructural

Con la Inspección Estructural se logró la descripción de las características arquitectónicas y estructurales de la edificación, se logró identificar las patologías presentes y corroborar las dimensiones y configuración de la edificación con los planos adquiridos, además determinar las propiedades y características de los materiales.

4.1.1.1 Descripción de la Edificación

Se resumen las características principales de la edificación.

Tabla 11

Identificación de la Edificación

Dirección	Av. Humachuco S/N -Chugay
Distrito	Chugay
Provincia	Sánchez Carrión
Región	La libertad
Propietario	Ministerio de Educación
Nombre de Institución	Colegio N° 80140: “José Faustino Sánchez Carrión”

Tabla 12

Características de la Edificación

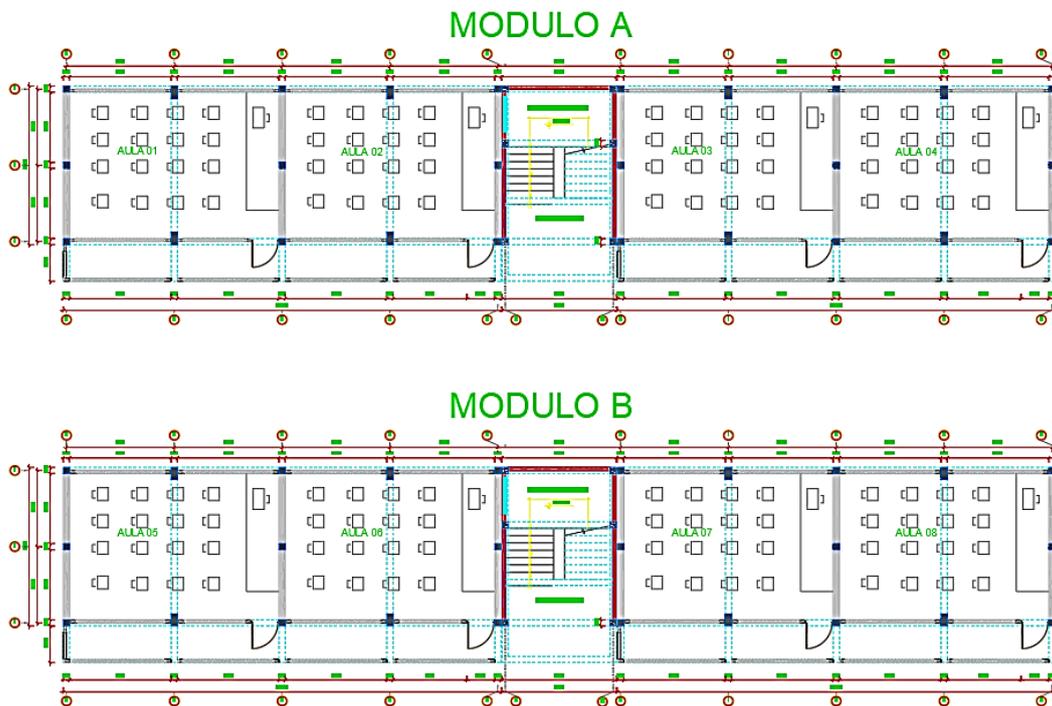
Tipo de Uso	Institución Educativa
Sistema Constructivo	Pórticos de concreto armado (X-X), Albañilería (YY)
Número de pisos actual	2
Número de Módulos	2 módulo Idénticos (A y B)
Número de Bloques	4 bloques idénticos (A1, A2, B1, B2)
Área techada	322m ² (Módulo A), 322m ² (Módulo B) (Según planos)
Año de proyecto	2009
Año de Construcción	2010

Figura 15
Vista Frontal del Pabellón C en estudio



Nota: Se observan los módulos A y B, divididos en cuatro bloques con dos escaleras de ascenso.

Figura 16
Vista en planta de arquitectura 1° y 2° nivel para Modulo A y B



El pabellón “C” se divide en dos Módulos (A y B) los cuales se dividen en dos Bloques (A1, A2, B1, B2) y una escalera por módulo, la distribución arquitectónica y estructural de dichos bloques es la misma para todos. Por lo que se decidió considerar un solo bloque (Bloque General) y una escalera para el modelo analítico.

Tabla 13

Resumen de Dimensiones de Edificación Existente (Bloque General)

Losa aligerada	H=0.20 m (primer y segundo techo)
Vigas del primer techo	VP-100 (0.25mx0.50m) VP-101 (0.25mx0.25m) VP-102 (0.25mx0.40m) VB-T1(0.10mx0.20m) Voladizo: Sección variable (0.25mx0.50m – 0.25mx0.20m)
Vigas del segundo techo	VP-200 (0.25mx0.50m) VP-201 (0.25mx0.50m) VP-202 (0.25mxh), sección Irregular VC (bxh), viga cumbrera sección irregular VB-T2 (0.20mx0.20m), viga de borde
Columnas	C-1 (0.25mx0.25m) - confinamiento de muros C-2 (0.25mx0.50m) – de pórticos C-3 (0.15mx0.25m) – de parapetos o alfeizares
Muros de albañilería	Portantes aulas: t = 0.24 m Portantes escaleras: t = 0.14 m Parapetos: t = 0.14 m
Cimentación	Zapatas: 1.80mx2.40m, h=0.50m Cimiento corrido: b ₁ =0.60m, b ₂ =0.80m, b ₃ = 0.50, h=0.80 Sobrecimiento reforzado: 0.25mx0.30m, 0.15mx0.30m

4.1.1.2 Patologías Estructurales y no Estructurales

Se presentan grietas y fisuras en elementos estructurales, además de problemas de humedad que está afectando superficialmente al elemento, si no se corrigen estos problemas lo más pronto posible afectarán la seguridad del elemento y de la estructura.

Los riesgos que tiene las fisuras son: Riesgo de corrosión de la armadura, riesgo estético, riesgo de percepción de daño grave. (Calavera, 2005)

Las patologías encontradas en la estructura se resumen en el la Tabla 14, para ver detalles ver al Anexo 1.

Tabla 14

Patologías Estructurales y no Estructurales

ELEMENTO	PATOLOGÍA	CAUSA PROBABLE	SOLUCIONES
<p>Viga VP-102</p> 	<p>SÍNTOMA: Macrofisuras verticales de 0.2mm-0.4mm en la parte central y lateral de vigas.</p> <hr/> <p>TIPO DE LESIÓN: Mecánica (fisuras)</p>	<p>Deformación excesiva debido a cargas y sobrecargas que superan la capacidad de la viga (fisuras por flexión). Retracción del concreto.</p> <hr/> <p>DAÑO:</p>	<p>Analizar la viga para comprobar si la demanda no supera la capacidad de la viga, caso contrario reforzar la viga aumentando acero longitudinal por flexión. Sellar las fisuras con resinas epóxicas.</p>
<p>Muro de albañilería M1(X) Escalera</p>  <p>Vista interior</p>  <p>Vista Exterior</p>	<p>SÍNTOMA: Grietas inclinadas de 1.5mm – 2.0mm en esquinas de muro M1(x) de escalera</p> <hr/> <p>TIPO DE LESIÓN: Mecánica (fisuras)</p>	<p>Baja resistencia de las unidades de albañilería. Asentamientos diferenciales en la cimentación. Golpeteo entre bloques (desplazamientos excesivos)</p>	<p>Verificar el muro para las cargas que soporta. Incrementar ancho de cimentación. Reparar fisuras y reforzar muro con mallas electrosoldadas.</p>
<p>Muro de albañilería M1(x)</p> 	<p>SÍNTOMA: Grietas verticales de 1mm en parte baja de muro de albañilería llega hasta losa de vereda</p> <hr/> <p>TIPO DE LESIÓN: Mecánica (fisuras)</p>	<p>Falla por compresión, las cargas por compresión son mayores a la resistencia a compresión de la albañilería. Asentamientos diferenciales.</p>	<p>Verificar el muro para las cargas que soporta y la cimentación. De no cumplir reparar fisuras y reforzar con mallas electrosoldadas.</p>

Losa de Voladizo



SÍNTOMA:

Desprendimiento del tarrajeo en parte de viga de borde del voladizo

Exposición prolongada al agua (humedad).
Corrosión del refuerzo.

Eliminar oxido y reparar con mortero de reparación. Realizar sistema adecuado de evacuación de aguas de lluvia

TIPO DE LESIÓN:

Física (Humedad por lluvia), Química (Corrosión)

Losa aligerada de techo a dos aguas



SÍNTOMA: Manchas y desprendimiento de pintura en la losa del techo.

Humedad por filtración. Contacto prolongado con agua de lluvia.

Colocar un adecuado sistema (canaleta) de evacuación de aguas fluviales y eliminar las filtraciones en techo. Mantenimiento de tejas.

TIPO DE LESIÓN:

Química (Eflorescencia)

Falta de impermeabilidad en los techos, falta de mantenimiento en canaletas impidiendo la correcta evacuación de aguas de lluvias.

Losa aligerada del voladizo



SÍNTOMA: Grietas de 0.8mm – 1.0mm en falso piso pulido de la losa del voladizo., sentido perpendicular de viguetas.

Fisuración por retracción hidráulica (exceso de relación a/c, cemento inadecuado, exceso de finos en arena). Flexión en losa.

Evaluar el diseño y corroborar el refuerzo suficiente, reparación de fisuras con técnicas de inyección sellantes con resinas epóxicas.

TIPO DE LESIÓN:

Mecánica (fisuras)

Junta sísmica entre Bloques



SÍNTOMA: Grietas de 2mm - 4mm en elementos entre la junta sísmica, desprendimiento del tarrajeo.

Falta de elasticidad del material sellante o, más probablemente mala ejecución del revoque en la zona de la junta. Fisuración por contracción por secado.

Reemplazar junta por material elastoplástico (masillas elásticas a base de poliuretano) en tabique-columnas (1") y en la junta que separan los bloques (2") colocar además tapajuntas metálico para así mejorar estéticamente la estructura.

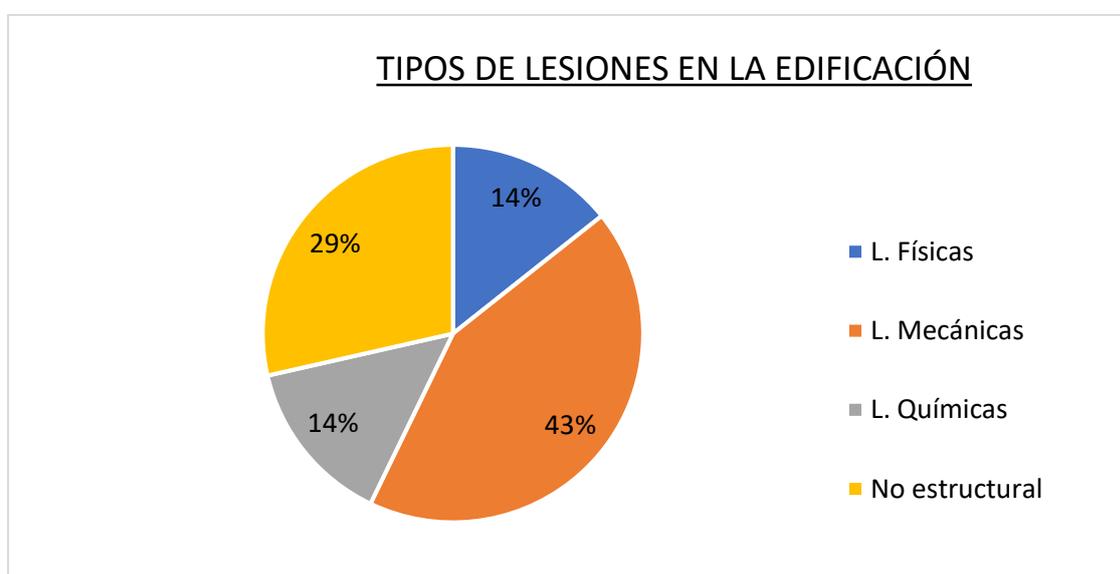


TIPO DE LESION:

Mecánicas (fisuras)

Tabla 15*Lesiones presentes en la edificación según su tipología.*

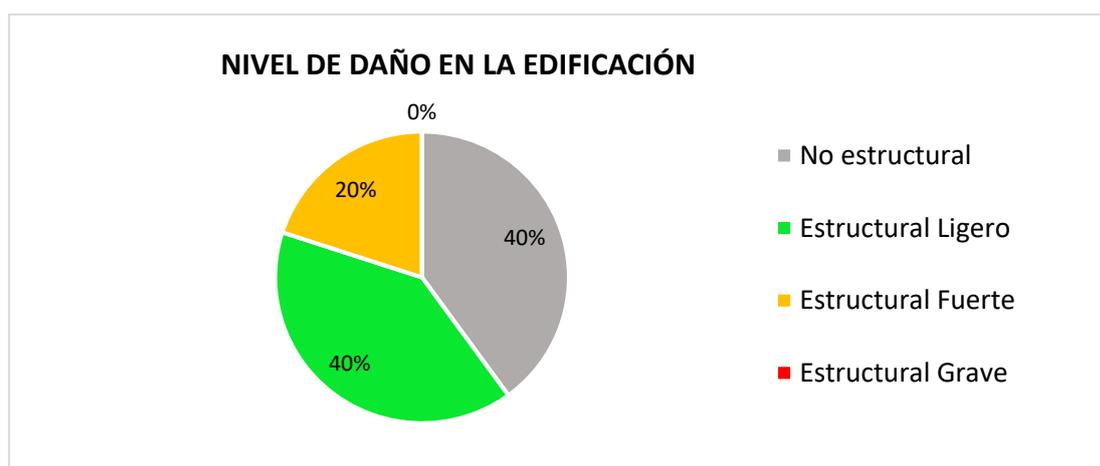
Elemento	Tipo de Lesión				Total, Elementos afectados
	Física	Mecánica	Química	Electro-química	
Columnas	-	-	-	-	0
Vigas	-	fisuras y grietas	-	-	2
Losa aligerada	humedad	fisuras y grietas	eflorescencias	-	4
Losa maciza	-	-	-	-	0
Muro de albañilería	-	fisuras y grietas	-	-	2
Juntas sísmicas	No estructural: Agrietamiento del material sellante				7
Parapetos	No estructural: Desprendimiento del tarrajeo				3
Total	1	3	1	0	

Figura 17*Porcentaje de lesiones según su tipología en la edificación*

Las patologías presentes en la edificación según su tipología predominan las de tipo mecánicas las cuales representan el 43% del total, estas lesiones son en su gran mayoría son grietas y fisuras presentes en, losas y muros de albañilería y vigas. En segundo lugar, las lesiones no estructurales predominan con un 29% del total de lesiones, estas comprenden el problema de la junta sísmica, filtraciones por lluvia y desprendimiento de tarrajeo en parapetos.

Tabla 16*Nivel de daño en la edificación*

Elemento	Nivel de Daño			
	No estructural ■	Estructural ligero ■	Estructural fuerte ■	Estructural grave ■
Columnas	-	-	-	-
Vigas	-	■	-	-
Losa aligerada	-	■	-	-
Muro de albañilería	-	-	■	-
Juntas sísmicas	■	-	-	-
Parapetos	■	-	-	-

Figura 18*Porcentaje de tipo de daño en la edificación*

El nivel de daño estructural en la edificación es de tipo ligero con un 40% de predominancia debido a las grietas de menores de 0.5 mm de ancho en elementos de concreto y grietas de menos de 3.0 mm de ancho en muros de albañilería. En segundo lugar, el tipo de daño estructural fuerte predomina con un 20% donde las grietas presentes van de 0.5 a 1.0 mm de ancho en elementos de concreto y las grietas en muros de albañilería van de 3 mm a 10 mm de ancho. No existe daño estructural grave. También destaca el daño no estructural con un 40% de daño presente en elementos no estructuras.

4.1.1.3 Propiedades de los Materiales

Propiedades del Concreto

Para determinar las propiedades del concreto se tomó en consideración los ensayos de probetas vaciadas en obra, las cuales fueron curadas y ensayadas en laboratorio. Otro ensayo considerado es el de esclereometría realizado en diversos elementos estructurales. También se considera la influencia del proceso constructivo que se realizó en el momento de la construcción. Finalmente se toma en consideración las propiedades del concreto especificado en los planos de construcción.

Tabla 17

Ensayo de resistencia a la compresión – testigos hechos en obra.

N°	DESCRIPCIÓN DE PROBETA	RESISTENCIA DE DISEÑO (kg/cm ²)	PRESIÓN MÁXIMA (BAR)	RESISTENCIA COMPRESIÓN (kg/cm ²)	RESISTENCIA ADQUIRIDA (%)
1	Cimientos (Pabellón A)	175	160	176.00	100.57
2	Sobrecimientos (Aulas 02-Pabellón A)	210	200	220.00	104.76
3	Sobrecimiento armado (Pabellón A)	210	198	217.80	103.71
4	Sobrecimiento armado (Pabellón B)	210	193	212.30	101.1
5	Zapatas (Eje2-4, Pabellón B)	210	193.5	212.85	101.36
6	Zapatas (Pabellón A) Ejes A, 9	210	195	214.50	102.14
7	Zapatas (Pabellón A) Ejes A, 2	210	197	216.70	103.19
8	Comunas principales (Pabellón A)	210	197	216.70	103.19
9	Columnas (Pabellón B)	210	192	211.20	100.57
10	Losa aligerada (2° Nivel-Pabellón B)	210	194	213.40	101.62
12	Losa aligerada (Aula 02 - Pabellón A)	210	196	215.60	103.19
13	Losa aligerada (Pabellón A)	210	196	215.60	102.67
14	Losa aligerada (2° Piso-Pabellón A)	210	195	214.50	102.14
15	Escaleras (Pabellón A)	210	180	198.00	94.29
16	Escaleras (Primer nivel-Pabellón B)	210	195	214.50	102.14
17	Columnetas (Pabellón B)	175	162	178.20	101.83
18	Columnetas (Aula 01-Pabellón A)	175	110	121.00	69.14

Tabla 18
Promedio de Resistencias Según Elementos

Tipo de Concreto para Elementos	f' C_{prom} (kgf/cm²)	f' C_{min} (kgf/cm²)
Promedio concreto f'c=210kg/cm ² (losas, vigas, columnas)	214.50	211.20
Promedio concreto f'c=175kg/cm ² (columnetas, cim. corrido)	158.40	121.00
Promedio concreto f'c=210kg/cm ² (zapatas, sobrec. armado)	215.69	212.30

Las muestras de testigos tomados en obra tienen un promedio para losas, vigas y columnas de 214.50 kg/cm². Para el caso de la cimentación (zapatas y sobrecimiento armado) el promedio de la resistencia a la compresión es de 215.69kg/cm². Para el concreto de diseño 175kgf/cm² las probetas tienen un promedio de 158.40kgf/cm².

Para evaluar la uniformidad del concreto en el ensayo de esclereometría se estableció que los I.R. (Índice de Rebote) no superen en más de un 20% del promedio. En la Tabla 14, se muestra el resumen del ensayo.

Tabla 19
Datos de ensayo de Esclereometría

Pto.	Ubicación (Ejes)	Niv.	Valores de Índice de Rebote										Prom.	Desv. ±6	I.R.	
			Esclerométrico (α=0°)													
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10				
1	COL.CONF- A3	1°	36	40	29	36	32	36	37	39	33	38	35.6	41.6	30	36.3
2	COL.CONF- O3	1°	44	43	41	41	40	42	43	40	38	39	41.1	47.1	35	41.1
3	COL.ESCAL- F3	1°	39	42	39	39	35	40	40	42	43	46	40.5	46.5	35	40.5
4	COLUMNA- K3	1°	39	35	38	37	35	38	36	32	41	42	37.3	43.3	31	37.3
5	COLUMNA- D3	1°	34	35	35	35	34	35	34	35	35	35	34.7	40.7	29	34.7
6	COLUMNA-W3	1°	36	38	39	38	36	35	35	37	36	38	36.8	42.8	31	36.8
7	COLUMNA- N3	2°	40	39	39	43	45	43	44	38	39	41	41.1	47.1	35	41.1
8	COLUMNA- U3	2°	35	31	36	37	35	37	36	37	36	39	35.9	41.9	30	35.9
9	VIGA- 3/K-L	1°	34	37	41	38	37	41	40	40	37	36	38.1	44.1	32	38.1
10	VIGA- W/1-3	1°	33	33	33	37	35	37	33	38	36	34	34.9	40.9	29	34.9
11	VIGA- N/1-3	2°	39	38	40	38	39	37	37	39	35	40	38.2	44.2	32	38.2
12	VIGA- 3/N-O	2°	35	39	37	37	39	40	36	37	39	40	37.9	43.9	32	37.9

Figura 19
 Dispersión del Índice de Rebote (IR)

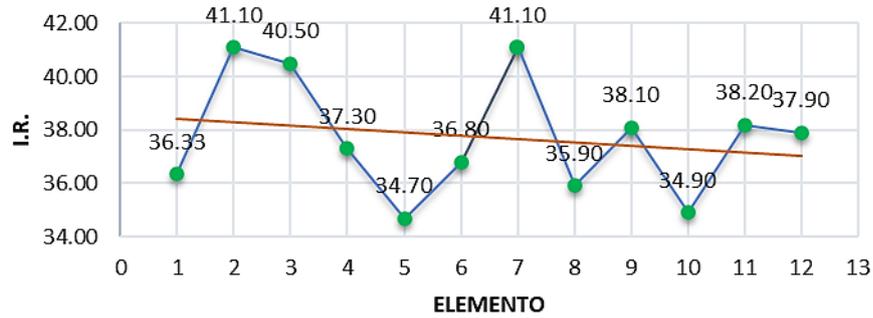


Tabla 20
 Uniformidad del Concreto - Varianza del Índice de Rebote (IR)

IRmáx=	41.10	+8%	Varianza=	4.53
IRmín=	34.70	-9%	Desv. típica=	2.13
Media=	37.74	100%		
UNIFORMIDAD				SI

Figura 20
 Gráfico para hallar la Resistencia del Concreto según el Instrumento

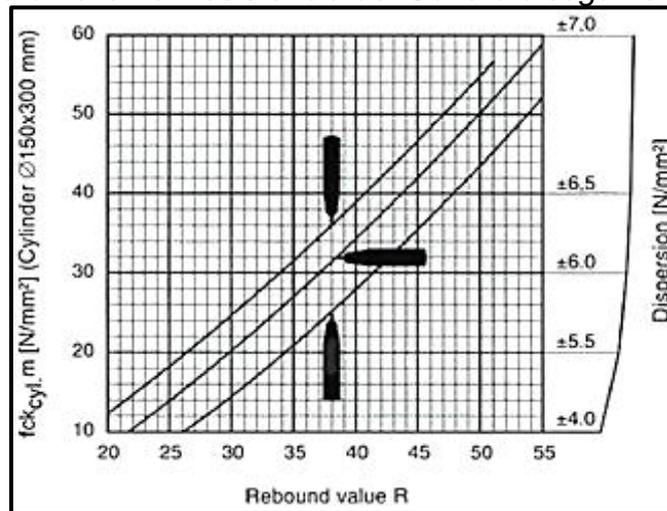


Tabla 21
 Resistencia a la Compresión del Concreto - Instrumental

Elemento	Nivel	Media del valor de rebote (IR)	Dispersión (δ)	f'_c Instrumental kgf/cm ²
Columnas	1°	37.79	±6.0	311.91
Vigas y losas	1°	36.50	±5.5	291.02
Columnas	2°	38.50	±6.0	332.30
Vigas y losas	2°	38.05	±6.0	322.11

Las resistencias obtenidas por los testigos fabricados en el momento del vaciado del concreto, muestran valores muy próximos a los valores de diseño los cuales indican que el diseño de mezclas fue el correcto y se siguió un buen proceso de fabricación del mismo. Sin embargo, estas resistencias podrían variar con los elementos estructurales en campo, dado que se desconoce si se realizó un curado adecuado y si la utilización del trompo en la mezcla de los materiales fue adecuado en el proceso constructivo.

El ensayo de esclerometría nos indica que el Índice de Rebote promedio para columnas y vigas del primer piso es de 37.79 y 36.50 respectivamente con un I.R. mínimo de 34.70 y un máximo de 41.10, estos valores no difieren en más de 10%, lo mismo sucede para los elementos ensayados en el segundo nivel. Por lo tanto, se considera que la resistencia del concreto es uniforme en todos los elementos ensayados, por lo cual se descarta problemas en la resistencia del concreto. Según la norma NTP-339-181, el ensayo de esclerometría no es utilizado para hallar la resistencia a la compresión del concreto salvo se correlacione con muestras de testigos diamantinos, así que se descarta la resistencia instrumental hallada utilizando los gráficos proporcionados por el fabricante.

Con respecto al proceso constructivo, como se pueden observar en las imágenes de los informes de valorizaciones, el concreto fue hecho en campo utilizando trompo para el mezclado de los materiales (agregados, cemento, agua).

Por lo consiguiente se consideró emplear una resistencia a compresión del concreto, para la evaluación estructural, de $f'c=210\text{kgf/cm}^2$. Para la evaluación de los elementos estructurales del reforzamiento (columnas, vigas, losas) se usó una resistencia a la compresión de $f'c=175\text{kgf/cm}^2$ para el concreto antiguo y para el concreto nuevo se consideró un $f'c=210\text{kgf/cm}^2$. Para el caso de la cimentación se usó un $f'c=210\text{kgf/cm}^2$ (Zapatillas y Cimiento Reforzado).

Para las propiedades de la albañilería se consideró las propiedades de la norma E.070 para unidades artesanales ($f'm = 35 \text{ kgf/cm}^2$), esto debido a que se observaron unidades artesanales en las fotografías obtenidas.

Para el acero de refuerzo se consideró la resistencia a la fluencia considerado en los planos $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ debido a que no se observaron problemas de oxidación ni problemas en el concreto que puedan afectar considerablemente al refuerzo.

4.1.1.4 Análisis del Estudio de Mecánica de Suelos (EMS)

Se resume el estudio de mecánica de Suelos.

Tabla 22

Datos Generales de Estudio de Mecánica de Suelos

DATOS GENERALES	
Solicitado	Municipalidad Distrital de Chugay
Proyecto	"Mejoramiento del servicio Educativo en la I.E. N° 80140 -A1-ESPM-José Faustino Sánchez Carrión - Chugay, Distrito de Chugay - Sánchez Carrión - La Libertad"
Lugar	Distrito: : Chugay Provincia : Sánchez Carrión Departamento : La Libertad
Fecha de informe	01 de septiembre del 2011
Empresa geotécnica	SL DE INGENIERIA EIRL
Responsables	MSc. Enrique Lujan Silva

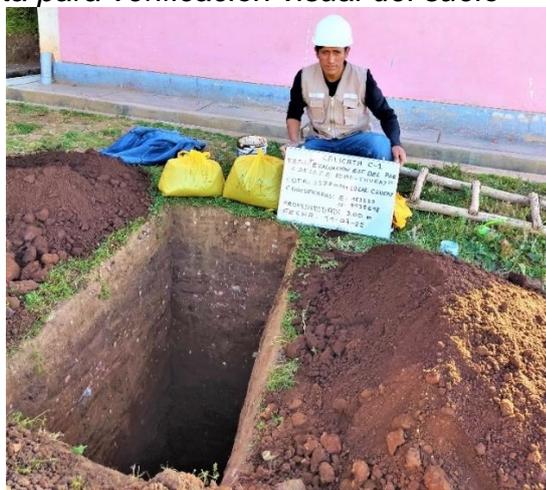
Tabla 23**Resumen de Estudio de Suelos con Fines de Cimentación**

Estudio de Suelos con Fines de Cimentación	
Numero de calicatas	2 (C-1, C-2)
Clasificación del suelo (SUCS)	0.0m - 0.3m: Suelo orgánico 0.3m -3.00m: CL (Arcilla de baja a mediana plasticidad) - ML (Limo de baja plasticidad), gravas 1/2''
Nivel Freático	No presenta hasta los 3m
Profundidad de cimentación mínima	Df = 1.60 m (cimientos corridos) Df= 1.70 m (cimientos cuadrados)
Capacidad portante admisible del terreno	$q_{adm} = 0.91 \text{ kgf/cm}^2$ (cimientos corridos) $q_{adm} = 1.16 \text{ kgf/cm}^2$ (cimientos cuadrados)
Asentamiento total	1.908 cm (menor a $1/300 * 650 = 2.17 \text{ cm}$)
Tipo de cimentación recomendada	Superficial: Cimentación corrida armada y zapatas conectadas con vigas de cimentación en ambas direcciones.
Ensayos de Laboratorio	ENSAYOS ESTÁNDAR: -Análisis granulométrico por tamizado (ASTM-D422) -Límite Líquido (ASTM-D423) -Límite Plástico (ASTM-D424) -Contenido de Humedad (ASTM-D2216) -Peso Específico Relativo de Sólidos (ASTM 0854) ENSAYOS ESPECIALES - Densidades máximas y mínimas secas - Sales Solubles Totales

Nota. Resumen del Estudio de Mecánica de Suelos con fines de cimentación del expediente original

Figura 21

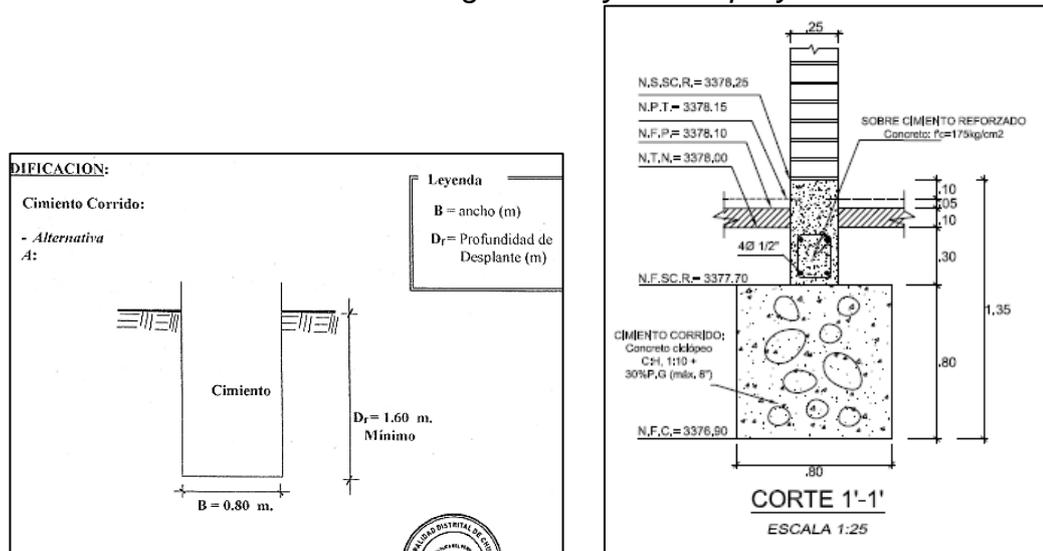
Calicata para verificación visual del suelo



Nota. Calicata realizada en campo para la verificación visual del suelo.

Figura 22

Dimensiones de cimentación según EMS y los del proyecto



Nota. Imagen izquierda: profundidad y ancho de cimiento corrido recomendado por EMS, derecha: cimiento corrido de proyecto ejecutado.

De la calicata para la verificación visual del suelo se comprobó que en la primera capa el material era de color negro (orgánico) y en las capas inferiores era un suelo fino pegajoso al tacto (arcilla) de dureza media, además se apreciaron gravas dispersas menores a 2cm. Por lo tanto, se corrobora el perfil estratigráfico del suelo dado por el EMS.

La capacidad portante admisible del suelo dado por el EMS, se verifica según la Tabla 3, las presiones admisibles para suelos finos como las arcillas y limos blandos pueden llegar a valores menores a 0.75kgf/cm² y para arcillas firmes varían de 0.75kgf/cm² a 1.5kgf/cm². Según el estudio de suelos las presiones varían de 0.91kgf/cm² a 1.16kgf/cm² para profundidades de cimentación de 1.60 y 1.70 respectivamente. Por lo tanto, los valores de las presiones admisibles del EMS son coherentes.

El EMS recomienda una cimentación corrida y zapatas con una profundidad de desplante de 1.60m mínimo y un ancho de 80cm, sin embargo, los planos muestran una profundidad de desplante de 1.10m para la cimentación corrida, y para zapatas de 1.20m con un solado de 10cm esto conlleva que la presión admisible del suelo a esa profundidad sea menor.

4.1.2. Evaluación estructural

4.1.2.1 Análisis Modal de la Estructura

Se obtuvieron los siguientes periodos y modos de masa de participación modal.

Tabla 24

Ratios de Participación de Masas Modales del Bloque General.

Modo	Periodo t	Modo Individual (%)		Suma Acumulada (%)		Modo Individual (%)			Suma Acumulada (%)		
		UX	UY	Sum UX	Sum UY	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	0.418	0.9298	0.0000	92.98	0.00	0.00	16.64	0.00	0.00	16.64	0.00
2	0.161	0.0702	0.0000	100	0.00	0.00	83.35	0.05	0.00	99.99	0.06
3	0.123	0.0000	0.8586	100	85.86	25.69	0.00	0.40	25.69	99.99	0.46
4	0.102	0.0000	0.0034	100	86.20	0.06	0.00	86.78	25.75	100.00	87.24
5	0.051	0.0000	0.1378	100	99.98	73.71	0.00	0.00	99.46	100.00	87.24
6	0.045	0.0000	0.0001	100	99.99	0.02	0.00	12.76	99.48	100.00	100.00
7	0.028	0.0000	0.0001	100	100	0.44	0.00	0.00	99.91	100.00	100.00
8	0.026	0.0000	0.0000	100	100	0.04	0.00	0.00	99.95	100.00	100.00
9	0.018	0.0000	0.0000	100	100	0.00	0.00	0.00	99.95	100.00	100.00

El primer modo predominante de la estructura presenta un periodo de 0.418 segundos, desplazándose en la dirección X-X. El segundo modo traslacional en la dirección Y-Y tiene un periodo de 0.123 segundos y el modo rotacional en Z es el modo 4 con un periodo de 0.102 segundos.

El período fundamental de vibración de las edificaciones depende de sus características de altura, rigidez y masa (Domínguez, 2014). Generalmente las edificaciones de poca altura tienen periodos cortos que van desde 0.1 segundos por nivel. Si la estructura no tiene la suficiente rigidez en la dirección de análisis se producirán grandes desplazamientos y por ende el periodo de la estructura se incrementará. Los periodos fundamentales de vibración serán:

Periodo traslacional en la dirección X-X : $T_{x-x} = 0.418$ segundos

Periodo traslacional en la dirección Y-Y : $T_{y-y} = 0.123$ segundos

Figura 23

Periodos fundamentales traslacionales del Bloque General.

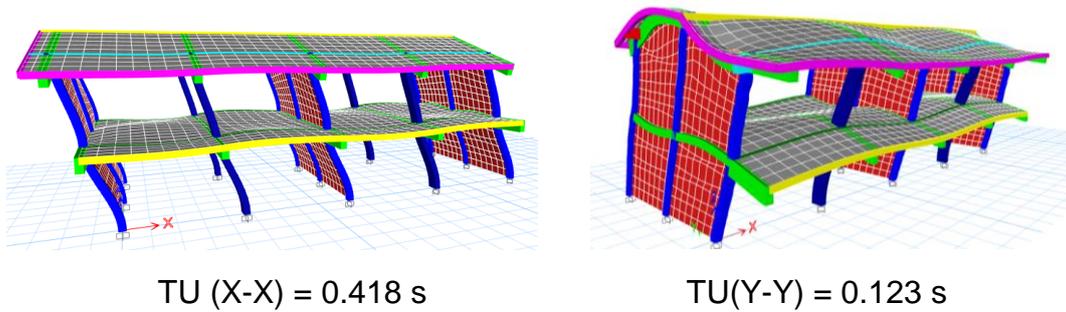
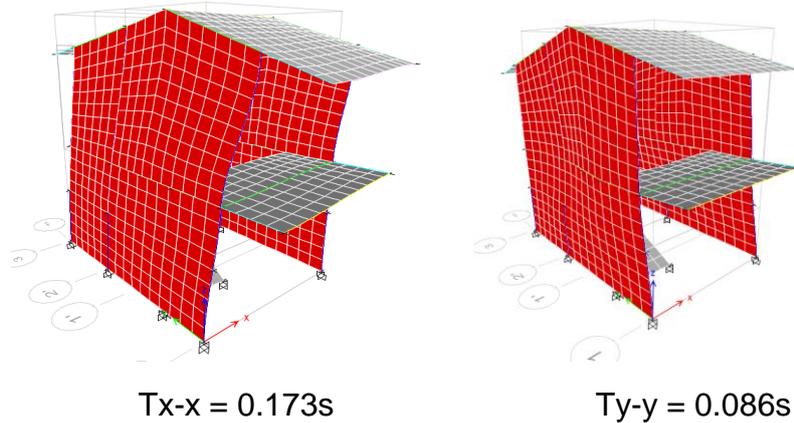


Figura 24

Periodos fundamentales de la escalera



4.1.2.2. Análisis Estático Lineal

A través del análisis estático, empleando el programa ETABS V.21, se calculó la distribución de las fuerzas sísmicas por piso en el centro de masas de la edificación y se halló la fuerza cortante estática en la base.

Tabla 25

Resumen de Masas y Pesos por piso – (Bloque General)

Story	UX (kgf-s ² /m)	UY (kgf-s ² /m)	Peso X-X (kgf)	Peso Y-Y (kgf)
CUMBRERA	8,521.64	8521.64	83,568.7409	83,568.7409
PISO1	1,6381.01	16,381.01	160,642.8317	160,642.8317
NTN	1,714.23	1,714.23	0	0
PESO TOTAL			244,211.57	244,211.57

Tabla 26*Fuerzas cortantes estáticas en la base (Base Reactions)*

Dirección	Z	U	C	S	R	ZUCS/R	P (kgf)	V(kgf)
X-X	0.35	1.50	2.50	1.20	8.0	0.1969	244,211.57	48,079.15
Y-Y	0.35	1.50	2.50	1.20	3.0	0.525	244,211.57	128,211.08

Tabla 27*Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura (Fi) en la dirección X-X*

N° PISO	P _i (kgf)	H (m)	h _j (m)	P _j ·(h _j) ^k	α _i	V _x (kgf)	F _{ix} (kgf)
1°	160,642.832	3.06	3.06	491,567.066	0.458	48,079.153	22,039.159
2°	83,568.741	3.89	6.95	580,802.749	0.542	48,079.153	26,039.995
TOTAL	244,211.573			1,072,369.81	1.000		48,079.153

Tabla 28*Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura (Fi) en la dirección Y-Y*

N° PISO	P _i (kgf)	H (m)	h _j (m)	P _j ·(h _j) ^k	α _i	V _y (kgf)	F _{iy} (kgf)
1°	160,642.832	3.06	3.06	491,567.066	0.458	128,211.076	58,771.089
2°	83,568.741	3.89	6.95	580,802.749	0.542	128,211.076	69,439.986
TOTAL	244,211.573			1,072,369.814	1.000		128,211.076

La mayor fuerza cortante estática en la base del edificio es de 128,211.076 ton en la dirección (Y-Y), donde el sistema estructural es de albañilería confinada con un cociente de reducción de las fuerzas sísmicas R=3 para el sismo severo. La menor fuerza cortante estática en la base de la estructura es de 48,079.153 ton en la dirección (X-X), donde el sistema estructural es de pórticos de concreto armado con un R=8 para un sismo severo. Como se aprecia si el cociente de reducción de las fuerzas sísmicas “R” es menor, la fuerza cortante en la base será de mayor magnitud, por lo tanto, la estructura está sometida a mayores fuerzas cortantes en la dirección “Y-Y” y a menores fuerzas cortantes en la dirección “X-X”.

4.1.2.3 Análisis Dinámico Lineal

Se definió los parámetros sísmicos y el espectro de pseudo aceleraciones para cada dirección de análisis, el cual fue aplicado en el análisis dinámico modal espectral.

Tabla 29

Datos de Espectro de Pseudoaceleraciones - Bloque General

T (s)	C _X = C _Y	Sa (X)	Sa (Y)	T (s)	C _X = C _Y	Sa (X)	Sa (Y)
0.00	2.500	0.19688	0.525	2.00	1.000	0.07875	0.21000
0.10	2.500	0.19688	0.525	2.50	0.640	0.05040	0.13440
0.20	2.500	0.19688	0.525	3.00	0.444	0.03500	0.09333
0.30	2.500	0.19688	0.525	3.50	0.327	0.02571	0.06857
0.40	2.500	0.19688	0.525	4.00	0.250	0.01969	0.05250
0.50	2.500	0.19688	0.525	5.00	0.160	0.01260	0.03360
0.60	2.500	0.19688	0.525	6.00	0.111	0.00875	0.02333
0.70	2.500	0.19688	0.525	7.00	0.082	0.00643	0.01714
0.80	2.500	0.19688	0.525	8.00	0.063	0.00492	0.01313
0.90	2.500	0.19688	0.525	9.00	0.049	0.00389	0.01037
1.00	2.500	0.19688	0.525	10.00	0.040	0.00315	0.00840
1.10	2.273	0.17898	0.47727	12.00	0.028	0.00219	0.00583
1.20	2.083	0.16406	0.43750	14.00	0.020	0.00161	0.00429
1.50	1.667	0.13125	0.35000	16.00	0.016	0.00123	0.00328
1.70	1.384	0.10900	0.29066	18.00	0.012	0.00097	0.00259

Tabla 30

Parámetros Sísmicos en cada Dirección de Análisis

Sismo X-X		Sismo Y-Y	
Z=	0.35	Z=	0.35
U=	1.50	U=	1.50
C=	2.50	C=	2.50
S=	1.20	S=	1.20
R _X =	8.00	R _Y =	3.00
TP=	1.00	TP=	1.00
TL=	1.60	TL=	1.60

4.1.2.4 Hipótesis de Análisis e Irregularidades

Verificación del Sistema Estructural – Coeficiente Básico de Reducción (R_0)

Se planteó un sistema de estructuración inicial el cual debe ser verificado después de concluido el análisis. El sistema de estructuración sismorresistente supuesto inicialmente en la dirección X-X fue de pórticos de concreto armado ($R_0=8$) y en la dirección Y-Y de albañilería confinada ($R_0=3$).

Tabla 31

Distribución de la Fuerza Cortante en la Base, para cada Sistema Estructural.

Dirección del análisis	R_0	Sistema de Estructuración	Cortante V (kgf)	%
SE(X)	8	Columnas de pórticos	29,861.92	62.1
		Muros de albañilería	18,217.21	37.9
CORTANTE TOTAL (X-X)			48,079.13	100
SE(Y)	3	Columnas de pórticos	3,340.40	5.2
		Muros de albañilería	60,763.54	94.8
CORTANTE TOTAL (Y-Y):			128,211.08	100

Para la dirección de análisis “X-X”, definido como sistema estructural en pórticos de concreto armado, la cortante tomada por las columnas fue del 62.1% y por los muros de albañilería fue de 37.9%. Este sistema no está definido en la norma E.030 ya que para que sea de pórticos la cortante que deben tomar las columnas no debe ser menor del 80% y en este caso toma el 62.2%, sin embargo, el sistema que predomina en dicha dirección es Pórticos de Concreto Armado ($R_0=8$), además los muros de albañilería están tomando gran parte de la cortante, dando indicios de la falta de rigidez de los pórticos en dicha dirección de análisis.

Para el sistema en albañilería confinada en la dirección “Y-Y”, la fuerza cortante que tomaron los muros de albañilería fue de 94.8% de la cortante total y las columnas solo el 5.2%, por lo que en este caso el sistema predominante es la albañilería confinada ($R_0=3$).

Por lo tanto, se confirmó que el sistema predominante en la dirección X-X es de pórticos de concreto armado con un coeficiente básico de reducción $R_0=8$ y en la dirección Y-Y el sistema predominante es de muros de albañilería confinada con un coeficiente básico de reducción $R_0=3$.

Verificación de Irregularidades

Según la norma E.030 en el Art. 21.1 establece que las edificaciones que se encuentren en la categoría A (Edificaciones Esenciales) y que se encuentren en la zona sísmica 4, 3 y 2, no se permite que tengan irregularidades tanto en planta como en altura. El proyecto en estudio es una edificación esencial (Instituciones Educativas), por lo tanto, no deberá tener irregularidades.

Irregularidades Estructurales en Altura

Tabla 32

Irregularidad de Rigidez (Piso Blando)

Story	Load Case	V (tonf)	Z (m)	U (mm)	$\Delta_{CM(i)}$ (mm)	K_i	$< 0.7 * K_{i+1}$	ESTRUC.	F.I.
TECHO	SE (X)	-26.0400	3.89	20.62	9.011	2.888			1
PISO1	SE (X)	-48.0791	3.06	11.60	11.604	4.143	2.022	REGULAR (X)	
TECHO	SE (Y)	-34.7200	3.89	1.57	0.861	40.33			1
PISO1	SE (Y)	-64.1055	3.06	0.71	0.71	90.29	28.23	REGULAR (Y)	

Tabla 33

Irregularidad de Resistencia (Piso Débil)

Story	C1 (m ²)	C2 (m ²)	M1 (m ²)	$\Sigma(V)_i$	$< 0.8 * \Sigma(V)_{(i+1)}$	ESTRUC.	F.I.
				0			
TECHO	0.50	0.375	4.6875	5.5625	0	REGULAR	1
PISO1	0.50	0.375	4.6875	5.5625	4.45	REGULAR	

Tabla 34

Irregularidad de Masa o Peso

Nivel	M_i (kg)	W_i (kgf)	$1.5 * W_{i+1}$ (kgf)	W_i (kgf)	$1.5 * W_{i-1}$ (kgf)	ESTRUC.	F.I.
2°	8,521.64	83,568.74		83,568.74	240,964.25	REGULAR	1
1°	13,171.41	160,642.83	125,353.11	160,642.83		REGULAR	

Tabla 35
Irregularidad Geométrica Vertical

N.	Dirección en X (m)							F.I. (X-X)
	L_i	L_{i+1}	$1.3 * L_{i+1}$	ESTRUC.	L_{i-1}	$1.3 * L_{i-1}$	ESTRUC.	
					17.5	22.75	REGULAR	
2°	17.5				17.5			1
1°	17.5	17.5	22.75	REGULAR				

N.	Dirección en Y (m)							F.I. (Y-Y)
	L_i	L_{i+1}	$1.3 * L_{i+1}$	ESTRUC.	L_{i-1}	$1.3 * L_{i-1}$	ESTRUC.	
					6.25	8.125	REGULAR	
2°	6.25	6.25			6.25			1
1°	6.25	6.25	8.125	REGULAR				

La estructura se clasificó como REGULAR en altura, las demás irregularidades como discontinuidad en los sistemas resistentes y las irregularidades extremas no aplicaban en la edificación. Se verifica entonces que el factor de Irregularidad en altura “**la**” es igual a 1.

Irregularidades Estructurales en Planta

Tabla 36
Irregularidad Torsional

Story	Load Case	Max Drift (Deriva Máxima)	Avg Drift (Deriva Promedio)	Ratio $\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{\Delta_{prom}}$	Z (m)	Max Drift Inel.	Drift Lim.	$\Delta_{in} > 50\% \Delta_{lim}$	ESTRUC. Ratio > 1.3	F.I.
2° P.				No Aplica – No es Diafragma Rígido						1
1° P.	SE (X)	0.003795	0.003791	1.001	3.06	0.02277	0.007	APLICA	REGULAR	1
2° P.				No Aplica - No es Diafragma Rígido						
1° P.	SE (Y)	0.000234	0.00023	1.017	3.06	0.00105	0.005	NO APLICA	REGULAR	1

La estructura no presento irregularidades estructurales en planta. Para las demás irregularidades en planta como esquina entrante, discontinuidad en el diafragma y sistemas no paralelos, no aplican en la edificación. Por lo tanto, la estructura es REGULAR en planta $I_p = 1$

4.1.2.5 Desplazamiento y Distorsiones

Los desplazamientos y distorsiones del bloque general y de la escalera que se obtuvieron fueron:

Tabla 37

Control de Distorsiones del Entrepiso del Bloque General

Piso	Sismo	Desp. Absolutos -		Desp. Relativos Δ_i (m)	Altura h_i (m)	Distorsión (Derivas) (Δ_i/h_i)	Limite X-X	Limite Y-Y
		ETABS δ_i (m)	$\delta_i \cdot 0.75 \cdot R$				$\Delta_i/h_i \leq 0.007$	$\Delta_i/h_i \leq 0.005$
1°	SD (X)	0.006447	0.03868	0.03868	3.06	0.012641	NO	-
2°	SD (X)	0.010847	0.06508	0.02640	3.89	0.006884	SI	-
1°	SE (X)	0.006963	0.04178	0.04178	3.06	0.013653	NO	-
2°	SE (X)	0.012244	0.07346	0.03169	3.89	0.008146	NO	-
1°	SD (Y)	0.001375	0.00309	0.00309	3.06	0.001011	-	SI
2°	SD (Y)	0.002841	0.00639	0.00330	3.89	0.000848	-	SI
1°	SE(Y)	0.001425	0.00321	0.00321	3.06	0.001048	-	SI
2°	SE(Y)	0.003130	0.00704	0.00384	3.89	0.000986	-	SI

Tabla 38

Máxima distorsión de la escalera – ETABS V.21

Piso	Sismo	Case Type	Altura Z (m)	Distorsión (Derivas) (Δ_i/h_i)	Limite (X-X), (Y-Y) $\Delta_i/h_i \leq 0.005$
1°	SD (X)	LinRespSpec	3.06	0.001516	SI
2°	SD (X)	LinRespSpec	6.95	0.002102	SI
1°	SE (X)	LinStatic	3.06	0.002098	SI
2°	SE (X)	LinStatic	6.95	0.002783	SI
1°	SD (Y)	LinRespSpec	3.06	0.000580	SI
2°	SD (Y)	LinRespSpec	6.95	0.000373	SI
1°	SE(Y)	LinStatic	3.06	0.000745	SI
2°	SE(Y)	LinStatic	6.95	0.000502	SI

Del bloque general, las máximas distorsiones se dan en el diafragma rígido del primer techo. Tanto para el sismo dinámico (SD) como para el estático (SE), las distorsiones límites son superadas en la dirección de análisis X-X (concreto armado), en cambio en la otra dirección Y-Y (albañilería) las distorsiones del entrepiso son menores a las máximas permitida.

El Bloque General en la dirección de análisis X-X no cumplen con la máxima deriva, 0.007 (Pórticos de Concreto armado), exigida por la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”.

El Bloque General en la dirección de análisis Y-Y cumple con la máxima deriva, 0.005 (Albañilería confinada), exigida por la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”

El bloque de Escalera en ambas direcciones de análisis X-X, Y-Y, cumple con las derivas estáticas y dinámicas las cuales no superan la deriva límite de 0.005 para albañilería confinada.

4.1.2.7 Verificación del Cortante en la Base

Las fuerzas cortantes en la base del Bloque General y de la Escalera fueron las siguientes:

Tabla 39
Cortante estático y dinámico del Bloque General

Caso de salida	Tipo de caso	V _{X-X} (kgf)	V _{Y-Y} (kgf)	80% V _{SE} (kgf)
SE (X)	LinStatic	-48,079.13	0	38,463.304
SE (Y)	LinStatic	0	-128,211.09	102,568.872
SD (X)	LinRespSpec	44,996.12	19.11	-
SD (Y)	LinRespSpec	50.96	111,901.65	-

Nota: SE(X) representa al sismo estático en la dirección “X-X” y SE(Y) se refiere al sismo estático en la dirección “Y-Y”

Tabla 40
Reacciones en la basen de la Escalera (por Etabs V.21)

Caso de salida	Tipo de caso	V _{X-X} (kgf)	V _{Y-Y} (kgf)	80% V _{SE} (kgf)
SE (X)	LinStatic	-42,892.40	0	34,313.92
SE (Y)	LinStatic	0	-42,892.40	34,313.92
SD (X)	LinRespSpec	26,156.30	1,908.40	-
SD (Y)	LinRespSpec	1,908.40	33,416.60	-

Nota: SE(X) representa al sismo estático en la dirección “X-X” y SE(Y) se refiere al sismo estático en la dirección “Y-Y”. Resultados ETABS.

Según la norma E.030 Art. 29.4 se debe verificar que la fuerza cortante en el primer entrepiso, obtenido por el análisis modal espectral, no sea menor que el 80% (estructuras regulares) o 90% (estructuras irregulares) del valor obtenido por el análisis estático.

Para el bloque General el 80% de la cortante estática en la dirección “X-X” es de 38,463.304 la cual es menor a la cortante de 44,996.12 por el sismo Dinámico, por lo tanto, la estructura está cumpliendo con la norma y no es necesario escalar el sismo dinámico. La cortante estática en la dirección “Y-Y” es de 102,568.872 la cual es menor a la cortante de por el sismo Dinámico de 111,901.65, por lo tanto, la estructura en la dirección “Y-Y” está cumpliendo con la norma y no es necesario escalar el sismo dinámico.

El bloque de la escalera en ambas direcciones de análisis el 80% de la cortante estática es mayor que las cortantes producidas por el sismo dinámico. Por lo tanto, la escalera no cumple con el requisito de la cortante mínima establecida por la norma E.030. No se procedió a escalar ya que no se está diseñando, solo se evalúa.

4.1.2.6 Separación Entre Edificios

Tabla 41
Separación de Bloques "S"

Distancia "S"	H (m)	Desp. Elástico δ_x (cm)	Desp. Inelástico $\Delta_x = 0.75R \delta$ (cm)	Distancia $s \geq 2/3(\Delta_1 + \Delta_2)$ (cm)	$s \geq 0.006h$ Diseño (cm)	"S" real (cm)
<i>Bloque 1</i>	6.95	1.0847	6.51	5.77	4.17	5.00
Escalera	6.95	0.9489	2.14			

La separación de los bloques A1, A2, B1, B2 y las escaleras por norma es de 4.17 cm, sin embargo, utilizando la fórmula donde se emplean los desplazamientos inelásticos de las dos estructuras se obtiene una separación de 5.77 cm. La separación en campo y en el diseño es de 5 cm. Por lo tanto, la estructura existente evaluada no está cumpliendo con la separación “S” según la norma E.030

Los desplazamientos del Bloque General en la dirección X-X, perpendicular a la junta sísmica, son grandes sobrepasando las derivas límite establecidos por la norma E.030, esto provoca que la separación de los bloques sea mucho mayor.

4.1.2.8 Verificación del Diseño Sísmico Estructural

Para la evaluación estructural del diseño de los elementos estructurales se utilizó las normas E.020 "Cargas", E.060 "Concreto Armado" y E.070 "Albañilería". Para detalle de los cálculos ver ANEXO3.

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

Tabla 42

Peralte Mínimo de Losas Aligeradas en una Dirección

Luz libre más desfavorable L(m)	Con un extremo continuo L/18.5 (m)	Ambos extremos continuos L/21 (m)	Peralte Real H (m)
4.125	0.22	0.20	0.20

Figura 25

Área de acero requerido en los tramos del pasadizo $s/c=400\text{kgf/cm}^2$ (SAP2000)



Tabla 43

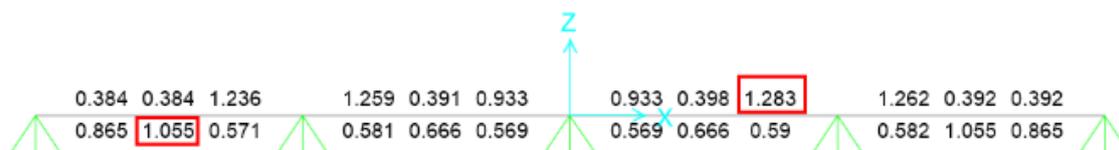
Comparación del Refuerzo Colocado y el Calculado (Losa aligerada de Pasadizo)

Diseño	Acero requerido		Acero en planos		Condición
	calculado		Real		
	As calc. (cm²)	Distribución Propuesta	As col. (cm²)	Distribución	
Mu+	1.37	2Ø3/8"	2.58	2Ø1/2"	Suficiente
Mu-	1.68	1Ø3/8"+1Ø1/2"	1.29	1Ø1/2"	Insuficiente
Vu	No requiere por corte		No considerado		Suficiente
Temp.	0.9	1 Ø1/4''@0.18	1.28	1 Ø1/4''@0.25	Suficiente

El peralte para la luz más desfavorable para un extremo continuo calculado es mayor que el peralte real. El refuerzo para momento negativo calculado es de 1.68 cm² y el área de acero colocado es de 1.29 cm², por lo tanto, el área de refuerzo para momento negativo es insuficiente.

Figura 26

Áreas de acero requerido en tramos de Aulas - $s/c=250\text{kgf/cm}^2$ (SAP2000)



Las áreas de acero calculadas para los tramos donde la carga viva corresponde a aulas ($s/c=250\text{kgf/cm}^2$), son menores y por lo tanto las áreas colocadas en los planos $A_{s(+)}=2.58\text{cm}^2$, $A_{s(-)}=1.29\text{cm}^2$ son suficientes.

Figura 27

Áreas de acero requerido – Segundo Techo - $s/c=50\text{kgf/cm}^2$ (SAP2000)

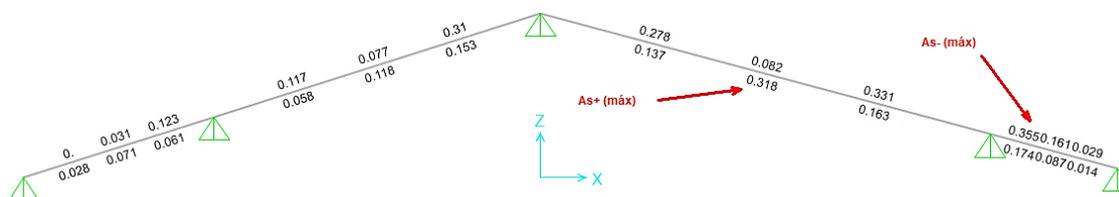


Tabla 44

Comparación del refuerzo calculado con el de los planos (segundo techo)

Diseño	Acero requerido calculado		Acero en planos		Condición
	A_s calc. (cm ²)	Distribución Propuesta	A_s col. (cm ²)	Distribución Real	
Mu+	0.318	1Ø3/8"	0.71	1Ø3/8"	Suficiente
Mu-	0.355	1Ø3/8"	0.71	1Ø3/8"	Suficiente
Vu	No requiere por corte		No considerado		Suficiente
Temp.	0.9	1 Ø1/4''@0.175	0.32	1 Ø1/4''@0.25	Suficiente

El área de acero del segundo techo (techo a dos aguas) colocado en la estructura está cumpliendo con el área de acero calculado. Por lo tanto, el peralte y la distribución de acero son correctos, por lo que no se requiere ningún tipo de intervención estructural.

DISEÑO DE VIGAS

El diseño de vigas se verifico con en el programa ETABS V.21 y se comprobó manualmente en Excel obtenido los mismos resultados de requerimiento de acero longitudinal por flexión. Para detalles del cálculo ver Anexo 3: “Memoria de cálculo de la evaluación”

Figura 28
Refuerzo longitudinal requerido por flexión - Bloque General - Primer Techo

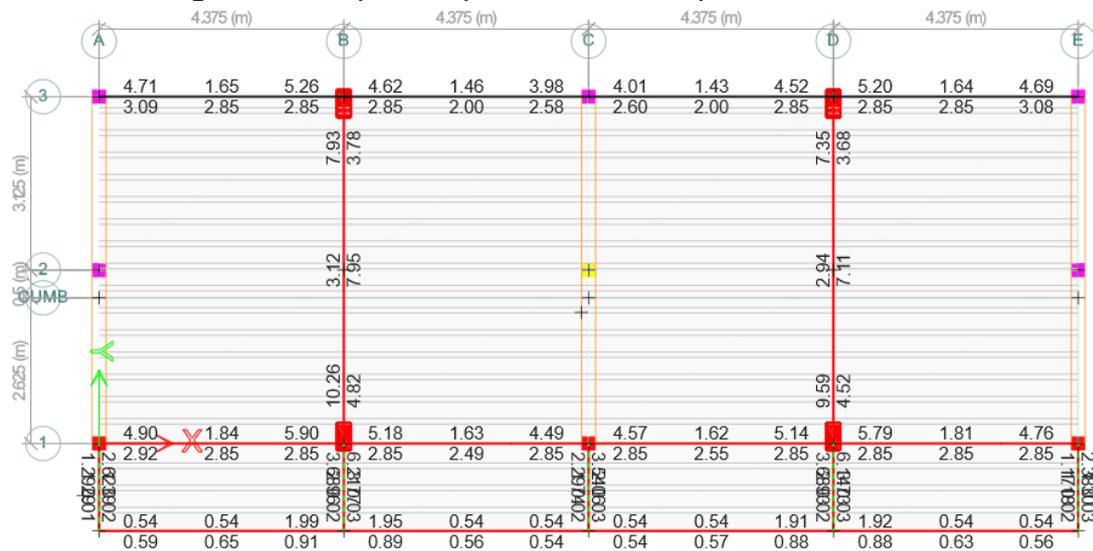


Figura 29
Refuerzo longitudinal requerido por flexión - Bloque General - Segundo Techo

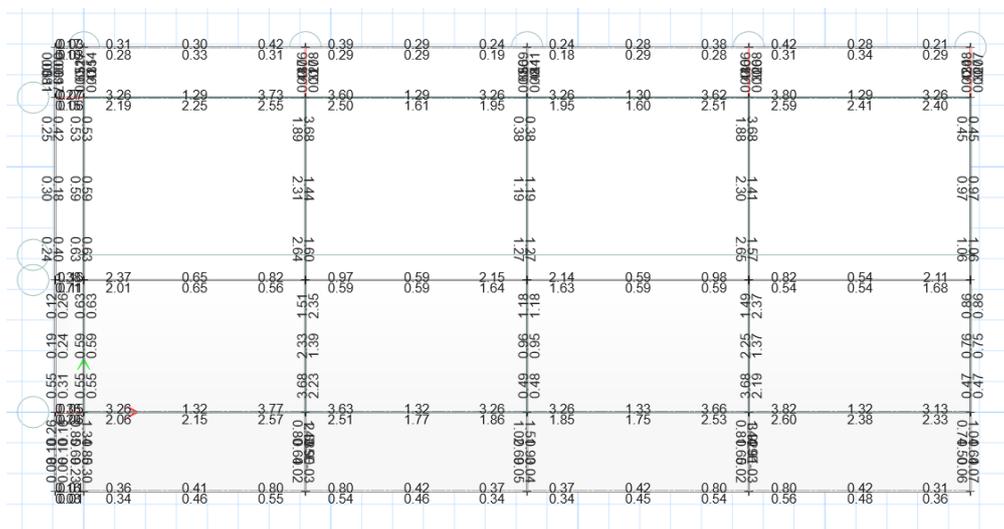


Tabla 45

Verificación del Diseño Sísmico de Vigas de Concreto Armado

DISEÑO SÍSMICO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO											NTP E.060		
TECHO	VIGA CON MAYOR DEMANDA	PLANOS			CALCULADO			PASA DISEÑO					
		REFUERZO LONGITUDINAL PARA FLEXIÓN (cm ²)			REFUERZO TRANSVERSAL PARA CORTANTE (cm ² /cm)	REFUERZO LONGITUDINAL PARA FLEXIÓN (cm ²)			REFUERZO TRANSVERSAL PARA CORTANTE (cm ² /cm)	FLEXIÓN	CORTANTE	TORSIÓN	
		IZQ. As(-) Top	CEN. As(+) Bot	DER. As(-) Top	Distribución de estribos	IZQ. As(-) Top	CEN. As(+) Bot	DER. As(-) Top	Distribución de estribos				
1°	VP-100 (25*50) EJE B-B	8.00	12.52	8.00	1Ø 3/8": 4@.05, 6@.10, 6@.15, Rto.@.20 c/ext	10.26	6.13	7.92	1Ø 3/8": 1@0.05, 10@0.10, Rto.@0.20m	NO	SI	NO	
1°	VP-101 (25x25): Solera EJE A - EJE 1,2	4.00	4.00	4.00	Ø 3/8": @.0.20	3.25	3.25	3.25	1Ø 3/8": 1@0.05, 4@0.10, Rto.@0.25	SI	NO	SI	
1°	VP-102 (25x40): EJE 1 - EJE A,B	4.00	4.00	4.00	1Ø 3/8": 2@0.05, 3@0.10, 3@0.15, Rto.@0.20m c./ext.	4.93	2.85	5.93	1Ø 3/8": 1@0.05, 10@0.08 Rto.@0.20m c./ext.	NO	NO	NO	
1°	VB-T1 (10x20) (VIGA DE BORDE)	0.71	0.71	0.71	1Ø 1/4": @.0.20	1.95	0.65	1.99	1Ø 3/8": 1@0.05, 5@0.10 Rto.@0.20m c./ext.	NO	NO	NO	
2°	VP200 (25X50) : EJE B - EJE D	4.00	4.00	4.00	1Ø 3/8": 4@.05, 4@.10, 4@.15, Rto.@.25 c/ext	3.68	2.32	3.68	1Ø 3/8": 1@0.05, 9@0.10, Rto.@0.20m	SI	SI	SI	
2°	VP201 (25x50) Solera : EJE A - EJE C- EJE E	4.00	4.00	4.00	1Ø 3/8": 4@.05, 4@.10, 4@.15, Rto.@.25 c/ext	3.25	3.25	3.25	1Ø 3/8": 1@0.05, 4@0.10, Rto.@0.25	SI	SI	SI	
2°	VP202 (25x45) :EJE 1	4.00	4.00	4.00	1Ø 3/8": 2@.05, 3@.10, 3@.15, Rto.@.20 c/ext	3.91	2.66	3.85	1Ø 3/8": 1@0.05, 9@0.10, Rto.@0.20m	SI	SI	SI	
2°	VP203 (25x35) : EJE 3	4.00	4.00	4.00	1Ø 3/8": 2@.05, 3@.10, 3@.15, Rto.@.20 c/ext	3.8	2.59	3.73	1Ø 3/8": 1@0.05, 9@0.10, Rto.@0.20m	SI	SI	SI	
2°	V.C. (20x45): EJE CUMBRERA	5.29	5.29	5.29	2Ø 3/8": 2@.05, 3@.10, 3@.15, Rto.@.20 c/ext	2.37	2.01	2.15	2Ø 3/8": 1@.05, 4@.10, 3@.15, Rto.@.20 c/ext	SI	SI	SI	
2°	V.B.T2	1.42	0.71	1.42	1Ø 1/4": @.20	0.8	0.56	0.8	1Ø 1/4": @.20	SI	SI	SI	

La viga VP-100 no está cumpliendo el diseño por flexión, el área de acero colocado para el momento negativo de 8cm^2 ($4\phi 5/8''$) es insuficiente, se requiere un área de acero mayor e igual que 10.26cm^2 . La viga vp-100 no está cumpliendo con el diseño por corte, el estribaje colocado de $1\phi 3/8''$: $4@.05$, $6@.10$, $6@.15$, $r.@.20$ c/ext, se está considerando una longitud de confinamiento de 80cm con un espaciamiento de $4@.05$, $6@.10$, pero el espaciamiento calculado es de $4@.05$, $8@.10$, para una longitud de confinamiento de 100cm como lo indica la norma. La viga VP-100 no está pasando el diseño por torsión, el momento torsor último es mayor que momento de fisuración por torsión:

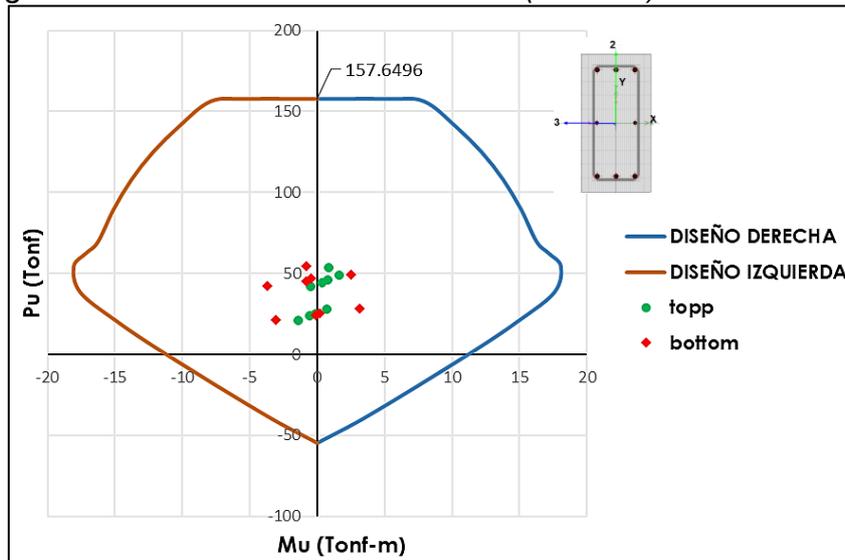
Las vigas de los pórticos del primer nivel (VP-100, VP-102 y VB-T1) no cumplieron el diseño por flexión, cortante y torsión. La viga solera VP-101 no cumplió con el diseño por corte. Se concluye que las vigas del primer nivel no están cumpliendo con el diseño de concreto armado según la norma E.060 y E.070 de albañilería confinada.

Las vigas de los pórticos del segundo nivel (VP-200, VP-202, VP-203, VC y VB-T2) si cumplieron con el diseño de concreto armado según la norma E.060 y E.070 de albañilería confinada.

DISEÑO DE COLUMNAS

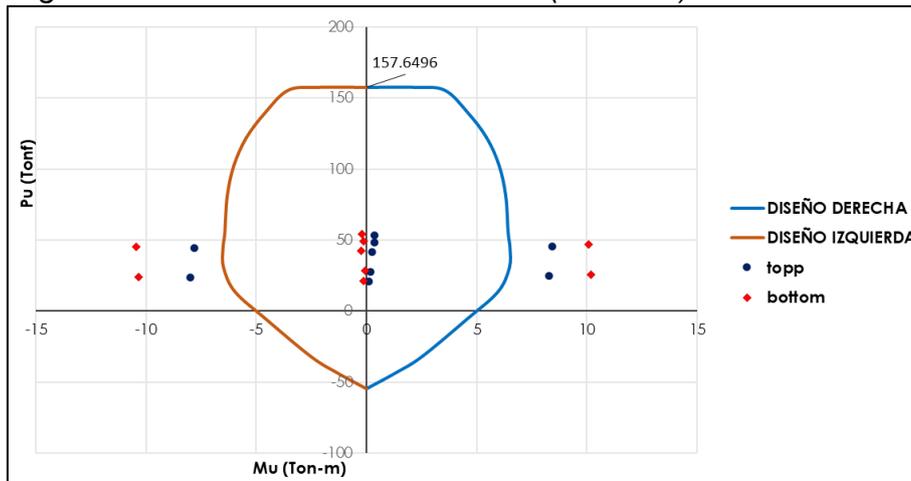
El diseño de las columnas de los pórticos se verificó por flexo-compresión, por corte, columna fuerte – viga débil, área de acero mínimo y longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal. Se resumen los resultados a continuación, para detalles ver ANEXO3.

Figura 30
 Diagramas de Interacción columna C-2 (Pu - M2)



Nota. Momentos alrededor del eje 3 (Pu-M3)

Figura 31
 Diagrama de Interacción Columna C-2 (Pu - M2)



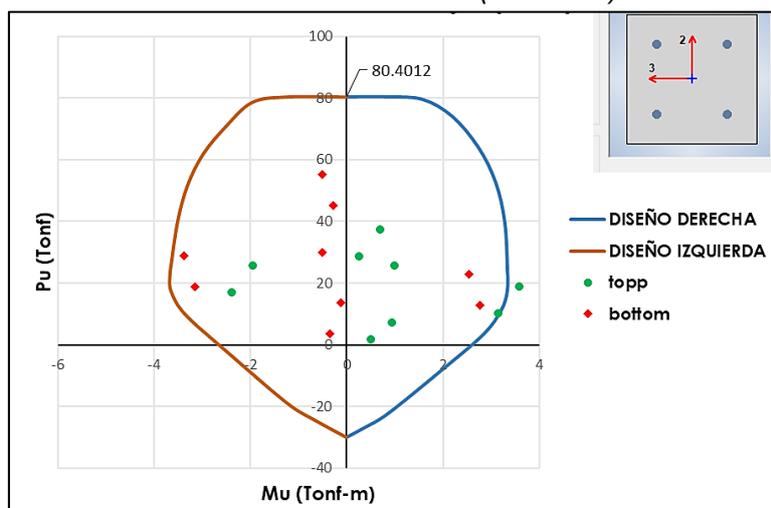
Nota. Momentos alrededor del eje 2 (Pu-M2)

Si las cargas últimas que actúan en la columna (P_u , M_u) están fuera del diagrama de interacción de diseño de la columna, esto indicará que la capacidad resistente de la columna ha sido superada, y por lo tanto el diseño será incorrecto.

La columna C-2 no está cumpliendo con el diseño, debido que las cargas últimas (M_u , P_u) están fuera de la curva del diagrama de interacción de diseño para el sismo en la dirección X-X. Las cargas últimas superan la capacidad del elemento.

Figura 32

Diagrama de Interacción Columna C-1 (Pu – M3)



Nota. Momentos alrededor del eje 3 (Pu-M3)

La columna C-1 no está cumpliendo con el diseño, debido que las cargas últimas (Mu, Pu) están fuera de la curva del diagrama de interacción de diseño para el sismo en la dirección X-X. Las cargas últimas superan la capacidad del elemento.

Tabla 46

Verificación del Diseño de columnas de pórticos del bloque General

Col.	Tipo de Verificación	Condición	Diseño
C1	Diseño por flexocompresión	Puntos dentro del D.I.	No cumple
	Diseño por corte	Distribución correcta de estribos	Cumple
	Diseño en el nudo		
	*6/5 Capacidad Viga/Columna	$1 \geq 1.2 \Sigma M_{nv} / \Sigma M_{nc}$	No cumple
	*Ratio capacidad columna/viga	$\Sigma M_{nc} / \Sigma M_{nv} \geq 1.2$	No cumple
	*Cortante en el nudo	$V_u \leq \phi V_c$	No cumple
	Área de acero mínimo	$6.25\text{cm}^2 < 7.96\text{cm}^2 < 37.5\text{cm}^2$	Cumple
Longitud de desarrollo	$L_{dg}=36\text{cm}, b=25\text{cm}, h=25\text{cm}$	No cumple	
C2	Diseño por flexocompresión	Puntos dentro del D.I.	No cumple
	Diseño por corte	Distribución correcta de estribos	No cumple
	Diseño en el nudo		
	*6/5 Capacidad Viga/Columna	$1 \geq 1.2 \Sigma M_{nv} / \Sigma M_{nc}$	No cumple
	*Ratio capacidad columna/viga	$\Sigma M_{nc} / \Sigma M_{nv} \geq 1.2$	No cumple
	*Cortante en el nudo	$V_u \leq \phi V_c$	No cumple
	Área de acero mínimo	$12.5\text{cm}^2 < 14.52\text{cm}^2 < 75\text{cm}^2$	Cumple
Longitud de desarrollo	$L_{dg}=36\text{cm}, b=25\text{cm}, h=50\text{cm}$	Cumple	

Las columnas de pórticos C-1 y C-2 de la edificación no está cumplido con el diseño según la norma E.060 "Concreto Armado".

DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

Verificación de la Densidad de Muros

Tabla 47

Densidad Mínima de Muros Reforzados en el Bloque General (Y-Y)

Muro	Longitud L (m)	Espesor t (m)	Área L.t (m²)
M1Y	6.5	0.23	1.495
M2Y	6.5	0.23	1.495
M3Y	6.5	0.23	1.495
Área de corte de los muros reforzados $\Sigma (L.t)$			4.49
Factor de Zona (Z)			0.35
Factor de Uso (U)			1.5
Factor de Suelo (S)			1.2
Área de planta típica (Ap)			142
Número de Pisos (N)			2
Densidad de muros reforzados en "Y-Y": $\Sigma (L.t) / Ap \geq Z.U.S.N/56$			CUMPLE

Tabla 48

Densidad Mínima de Muros Reforzados de Escalera

Muro	Longitud L (m)	Espesor t (m)	Área L.t (m²)
M1Y	6.5	0.15	0.975
M2Y	6.5	0.15	0.975
M2X	4.65	0.15	0.6975
Área de corte en "Y" ($\Sigma L.t_Y$) =			1.95
Área de corte en "X" ($\Sigma L.t_X$) =			0.70
Área de planta típica Ap =			37.2
Número de Pisos N =			2
Densidad Mínima de Muros "Y-Y"		Densidad Mínima de Muros "X-X"	
$\Sigma L.t_Y / Ap$	0.05242	$\Sigma L.t_X / Ap$	0.01875
Z.U.S.N/56	0.0225	Z.U.S.N/56	0.0225
$\Sigma L.t_Y / Ap \geq Z.U.S.N/56$	Cumple	$\Sigma L.t_X / Ap \geq Z.U.S.N/56$	No Cumple

Para el Bloque general en la dirección de análisis “Y-Y”, el área de corte de los muros reforzados dividido entre el área de la planta típica fue $\Sigma (L.t) / A_p = 0.0316$ el cual es mayor que el parámetro $ZUSN/56 = 0.0225$, por lo tanto, la edificación cumplió con la densidad de muros reforzados en la dirección de análisis “Y-Y” según lo establecido en la norma E.070.

Los muros reforzados de albañilería confinada en la dirección de análisis “Y-Y” del bloque de la escalera si cumplieron con la densidad de muros según lo establecido por la norma E.070, en cambio en la dirección de análisis “X-X” no se cumplió con la densidad de muros según lo establecido por la norma E.070.

Verificación por Esfuerzo Axial Máximo

Tabla 49

Verificación por Esfuerzo Axial Máximo – Bloque General (Piso 1)

Muro	P (tonf)	L (m)	h (m)	t (m)	σ_m (tonf/m²)	σ_{max1} (tonf/m²)	$\sigma_m \leq \sigma_{max1}$	σ_{max2} (tonf/m²)	$\sigma_m \leq \sigma_{max2}$
MY1	50.75	6.50	2.56	0.230	33.943	62.921	ok	52.50	ok
MY2	70.28	6.50	2.56	0.230	47.011	62.921	ok	52.50	ok
MY3	46.10	6.50	2.56	0.230	30.833	62.921	ok	52.50	ok

Tabla 50

Verificación por Esfuerzo Axial Máximo – Bloque General (Piso 2)

Muro	P (tonf)	L (m)	h (m)	t (m)	σ_m (tonf/m²)	σ_{max1} (tonf/m²)	$\sigma_m \leq \sigma_{max1}$	σ_{max2} (tonf/m²)	$\sigma_m \leq \sigma_{max2}$
MY1	25.985	6.50	3.36	0.23	17.381	57.805	ok	52.50	ok
MY2	32.710	6.50	3.36	0.23	21.880	57.805	ok	52.50	ok
MY3	22.798	6.50	3.36	0.23	15.250	57.805	ok	52.50	ok

Se cumplió para todos los muros que, los esfuerzos axiales máximos que relacionan las cargas de gravedad máximas de servicio (P_m) con el área de la sección transversal del muro ($L.t$) son menores que los esfuerzos máximos permitidos por la norma E.070 (σ_{max1} , σ_{max2}), en el primer y segundo piso del edificio. Por lo tanto, el Bloque General cumplió en el primer y segundo nivel con los esfuerzos axiales máximos establecidos por la norma E.070.

Tabla 51*Verificación por Esfuerzo Axial Máximo en Muros de escalera - Dirección "Y-Y"*

Verificación por Esfuerzo Axial Máximo (Piso 1) - Dirección "Y-Y"									
Muro	P (tonf)	L (m)	h (m)	t (m)	σ_m (tonf/m ²)	σ_{max1} (tonf/m ²)	$\sigma_m \leq \sigma_{max1}$	σ_{max2} (tonf/m ²)	$\sigma_m \leq \sigma_{max2}$
MY1	32.323	6.50	2.56	0.150	33.151	53.356	ok	52.50	ok
MY2	13.182	6.50	2.56	0.150	13.520	53.356	ok	52.50	ok

Verificación por Esfuerzo Axial Máximo (Piso 2) - Dirección "Y-Y"									
Muro	P (tonf)	L (m)	h (m)	t (m)	σ_m (tonf/m ²)	σ_{max1} (tonf/m ²)	$\sigma_m \leq \sigma_{max1}$	σ_{max2} (tonf/m ²)	$\sigma_m \leq \sigma_{max2}$
MY1	15.014	6.50	3.36	0.15	15.399	41.328	ok	52.50	ok
MY2	15.360	6.50	3.36	0.15	15.754	41.328	ok	52.50	ok

Tabla 52*Verificación por Esfuerzo Axial Máximo en Muros de escalera - Dirección "X-X"*

Verificación por Esfuerzo Axial Máximo (Piso 1) - Dirección "X-X"									
Muro	P (tonf)	L (m)	h (m)	t (m)	σ_m (tonf/m ²)	σ_{max1} (tonf/m ²)	$\sigma_m \leq \sigma_{max1}$	σ_{max2} (tonf/m ²)	$\sigma_m \leq \sigma_{max2}$
MX1	15.213	4.65	2.56	0.150	21.811	53.356	ok	52.50	ok

Verificación por Esfuerzo Axial Máximo (Piso 2) - Dirección "X-X"									
Muro	P (tonf)	L (m)	h (m)	t (m)	σ_m (tonf/m ²)	σ_{max1} (tonf/m ²)	$\sigma_m \leq \sigma_{max1}$	σ_{max2} (tonf/m ²)	$\sigma_m \leq \sigma_{max2}$
MX1	10.434	4.65	3.36	0.15	14.959	41.328	ok	52.50	ok

Los esfuerzos axiales en los muros del bloque de la escalera, son menores a los esfuerzos axiales máximos según la norma E.070 . Por lo tanto, el Bloque de la Escalera cumplió en el primer y segundo nivel con los esfuerzos axiales máximos establecidos por la norma E.070.

Verificación de Fisuración de Muros**Tabla 53***Verificación por Fisuración en la Dirección Y-Y – Bloque General (Piso 1)*

Muro	L (m)	t (m)	P _g (tonf)	V _e (tonf)	M _e (tonf-m)	α máx.	V _{m1} (tonf)	0.55V _{m1} (tonf)	$\frac{V_{m1}}{V_{e1}}$	V _{u1} tonf	M _{u1} tonf-m	Condición Ve ≤ 0.55Vm
MY1	6.50	0.23	47.76	20.19	96.14	1.0	49.11	27.01	2.43	49.11	233.89	No Fisura
MY2	6.50	0.23	64.77	17.54	87.75	1.0	53.02	29.16	3.00	52.63	263.26	No Fisura
MY3	6.50	0.23	43.55	17.35	81.55	1.0	48.14	26.48	2.77	48.14	226.30	No Fisura

$$\Sigma V_{m2} = 150.27 \text{ tonf} \geq V_{E2} = 111.79 \text{ tonf} \dots \text{OK}$$

Tabla 54*Verificación por Fisuración en la Dirección Y-Y – Bloque General (Piso 2)*

Muro	L (m)	t (m)	P _g (tonf)	V _e (tonf)	M _e (tonf-m)	α máx	V _{m2} (tonf)	0.55V _m (tonf)	$\frac{V_{m2}}{V_{e2}}$	V _{u2} tonf	M _{u2} tonf-m	Condición Ve ≤ 0.55Vm
MY1	6.50	0.23	25.33	9.56	36.59	1.0	43.95	24.17	3.00	28.69	109.77	No Fisura
MY2	6.50	0.23	31.73	10.08	37.41	1.0	45.42	24.98	3.00	30.24	112.24	No Fisura
MY3	6.50	0.23	22.27	7.98	30.53	1.0	43.24	23.78	3.00	23.93	91.59	No Fisura
$\Sigma V_{m2} = 132.61 \text{ tonf} \geq V_{E2} = 60.30 \text{ tonf} \dots \text{OK}$												

Del Bloque General, se verifica que ningún muro del primer y segundo nivel se fisura ante el sismo moderado. Además, el edificio tiene una adecuada resistencia y rigidez, en el primer y segundo piso en la dirección Y-Y.

Tabla 55*Verificación por Fisuración en Muros de escalera - Dirección "Y-Y"*

Verificación por Fisuración en la Dirección "Y-Y" (Piso 1)												
Muro	L (m)	t (m)	P _g (tonf)	V _e (tonf)	M _e (tonf-m)	α máx.	V _{m1} (tonf)	0.55V _m (tonf)	$\frac{V_{m1}}{V_{e1}}$	V _{u1} tonf	M _{u1} tonf-m	Condición Ve ≤ 0.55Vm
MY1	6.50	0.15	29.99	3.81	19.69	1.00	31.76	17.47	3.00	11.44	59.06	No Fisura
MY2	6.50	0.15	12.30	5.57	5.99	1.00	27.69	15.23	3.00	16.70	17.96	No Fisura
$\Sigma V_{m1} =$				59.45	$T_{on} \geq$	$V_{E1} =$	6.13	ton	OK			
Verificación por Fisuración en la Dirección "Y-Y" (Piso 2)												
Muro	L (m)	t (m)	P _g (tonf)	V _e (tonf)	M _e (tonf-m)	α máx	V _{m2} (tonf)	0.55V _m (tonf)	$\frac{V_{m2}}{V_{e2}}$	V _{u2} tonf	M _{u2} tonf-m	Condición Ve ≤ 0.55Vm
MY1	6.50	0.15	14.63	4.24	9.49	1.00	28.23	15.53	3.00	12.72	28.46	No Fisura
MY2	6.50	0.15	14.90	4.45	10.22	1.00	28.29	15.56	3.00	13.36	30.65	No Fisura
$\Sigma V_{m1} =$				56.52	$T_{on} \geq$	$V_{E1} =$	17.46	ton	OK			

Tabla 56*Verificación por Fisuración en Muros de escalera - Dirección "X-X"*

VERIFICACIÓN POR FISURACIÓN EN LA DIRECCIÓN "X-X" (PISO 1)												
Muro	L (m)	t (m)	P _g (tonf)	V _e (tonf)	M _e (tonf-m)	α máx.	V _{m1} (tonf)	0.55V _m (tonf)	$\frac{V_{m1}}{V_{e1}}$	V _{u1} tonf	M _{u1} tonf-m	Condición Ve ≤ 0.55Vm
MX1	4.65	0.15	14.46	2.90	23.44	0.58	13.57	7.46	3.00	8.71	70.33	No Fisura
$\Sigma V_{m1} =$				13.57	$T_{on} \geq$	$V_{E1} =$	9.22	ton...	OK			

VERIFICACIÓN POR FISURACIÓN EN LA DIRECCIÓN "X-X" (PISO 2)												
Muro	L (m)	t (m)	Pg (tonf)	Ve (tonf)	Me (tonf-m)	α máx	Vm2 (tonf)	0.55Vm (tonf)	$\frac{V_{m2}}{V_{e2}}$	Vu2 tonf	Mu2 tonf-m	Condición $V_e \leq 0.55V_m$
MX1	4.65	0.15	10.27	6.40	25.70	1.00	20.15	11.08	3.00	19.21	77.10	No Fisura
$\Sigma V_{m1} =$					20.15	$T_{on} \geq$	$V_{E1} =$	16.28	ton...	OK		

Del Bloque de la escalera, se verifica que ningún muro del primer y segundo nivel se fisura ante el sismo moderado. Además, el edificio tiene una adecuada resistencia y rigidez, en el primer y segundo piso en ambas direcciones de análisis.

Verificación de Refuerzo Horizontal

Tabla 57

Refuerzo Horizontal en muros del Bloque General

Nivel	Muro	V_{m1} (tonf)	V_{u1} (tonf)	Condición 1 $V_{u1} \geq V_{m1}$	σ_m (tonf/m ²)	$0.05f'_m$	Condición 2 $\sigma_m \geq 0.05f'_m$
1°	MY1	49.11	49.11	Si requiere	33.943	17.50	Si requiere
1°	MY2	53.02	52.63	No requiere	47.011	17.50	Si requiere
1°	MY3	48.14	48.14	Si requiere	30.833	17.50	Si requiere
2°	MY1	43.95	28.69	No requiere	17.381	17.50	No requiere
2°	MY2	45.42	30.24	No requiere	21.880	17.50	Si requiere
2°	MY3	43.24	23.93	No requiere	15.250	17.50	No requiere

Tabla 58

Refuerzo Horizontal en Muros de Escalera – Dirección "Y-Y"

Refuerzo Horizontal							
Nivel	Muro	V_{m1} (tonf)	V_{u1} tonf	Condición 1 $V_{u1} \geq V_{m1}$	σ_m (tonf/m ²)	$0.05f'_m$	Condición 2 $\sigma_m \geq 0.05f'_m$
1	MY1	31.76	11.44	No requiere	33.151	17.50	Si requiere
1	MY2	27.69	16.70	No requiere	13.520	17.50	No requiere
2	MY1	28.23	12.72	No requiere	15.399	17.50	No requiere
2	MY2	28.29	13.36	No requiere	15.754	17.50	No requiere

Tabla 59*Refuerzo Horizontal en Muros de Escalera – Dirección "X-X"*

Refuerzo Horizontal en Muros en la Dirección "X-X"							
Nivel	Muro	Vm1 (tonf)	Vu1 tonf	Condición 1 Vu1 ≥ Vm1	σ_m (tonf/m2)	0.05f'm	Condición 2 $\sigma_m \geq 0.05f'm$
1	MX1	13.57	8.71	No requiere	21.811	17.50	Si requiere
2	MX1	20.15	19.21	No requiere	14.959	17.50	No requiere

Tabla 60*Refuerzo Horizontal en Muro de Albañilería Confinada*

Refuerzo horizontal colocado en Obra	Refuerzo Horizontal Calculado según E.070 $\rho = A_s/(s.t)$
2ØAlambre N°8, @2 hiladas	2ØAlambre N°8, @1 hiladas

Todos los muros del primer nivel y el muro MY2 del Bloque General requieren refuerzo horizontal, según la documentación el refuerzo que se colocó fue de 2ØAlambre N°8, @2 hiladas sin embargo el refuerzo calculado fue de 2ØAlambre N°8, @1 hiladas, por lo tanto, el refuerzo horizontal en los muros de albañilería confinada del primer y segundo nivel del Bloque General es insuficiente según la norma E.070.

El bloque de la escalera requiere refuerzo horizontal en los muros del primer nivel, el refuerzo horizontal colocado en obra según la Tabla 53 es insuficiente, por lo tanto, los muros confinados del primer nivel de la escalera no cumplen con el refuerzo horizontal según la norma E.070.

Diseño de Elementos de Confinamiento

Se verificó el diseño de los elementos de confinamiento horizontales y verticales de los muros del Bloque General según la norma E.070

De la Tabla 54. Para el muro MY2, ubicado en la parte central del Bloque General, las columnas extremas de confinamiento tienen un área del núcleo de $(25-5) \cdot (25-5) = 400\text{cm}^2$ y el área del núcleo requerida es de 438.56cm^2 , por lo tanto, la sección de las columnas extremas (25cmx25cm) no están cumpliendo con el área mínima del núcleo requerida.

Tabla 61*Diseño de Elementos de Confinamiento del Bloque General*

Muro	MY1		MY2		MY3	
Columna	C-1 (25x25)	C-1 (25x25)	C-1 (25x25)	C-1 (25x25)	C-1 (25x25)	C-1 (25x25)
Condición	Extrema	Interna	Extrema	Interna	Extrema	Interna
L (m)	6.5		6.5		6.5	
h (m)	3.06		3.06		3.06	
As requerido (cm ²)	6.72	6.25	6.79	6.25	6.69	6.25
As Usado (cm ²)	4 Ø 5/8"					
	8	8	8	8	8	8
Ac _{Usado}	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
An (cm ²)	360.02	119.5	438.56	195.38	340.09	100.69
An _{usado} (cm ²)	400	400	400	400	400	400
An _{usado} >An	OK	OK	NO	OK	OK	OK
Acf (cm ²)	257.92	279.46	423.71	282.47	240.42	240.42
Ac _{usado} (cm ²)	625	625	625	625	625	625
Ac _{usado} >Acf	OK	OK	OK	OK	OK	OK
AS _{mín} (cm ²)	3.125	3.125	3.125	3.125	3.125	3.125
Lconf (cm)	45	45	45	45	45	45
Estribado Calculado (Ec)	Ø3/8": 9@0.05, 4@0.10, Rto.@0.25	Ø3/8": 9@0.05, 4@0.10, Rto.@0.25	Ø3/8": 9@0.05, 4@0.10, Rto.@0.25	Ø3/8": 9@0.05, 4@0.10, Rto.@0.25	Ø3/8": 9@0.05, 4@0.10, Rto.@0.25	Ø3/8": 9@0.05, 4@0.10, Rto.@0.25
Estribado Usado (Eu)	Ø3/8": 1@0.05, 4@0.10, Rto.@0.25	Ø3/8": 1@0.05, 4@0.10, Rto.@0.25	Ø3/8": 1@0.05, 4@0.10, Rto.@0.25	Ø3/8": 1@0.05, 4@0.10, Rto.@0.25	Ø3/8": 1@0.05, 4@0.10, Rto.@0.25	Ø3/8": 1@0.05, 4@0.10, Rto.@0.25
Eu>Ec	NO	NO	NO	NO	NO	NO
SOLERA	VP-101 (25x25)		VP-101 (25x25)		VP-101 (25x25)	
As requerido (cm ²)	3.25		3.51		3.18	
AS _{usado} (cm ²)	4Ø5/8" = 8cm ²		4Ø5/8" = 8cm ²		4Ø5/8" = 8cm ²	
AS _{usado} >AS	OK		OK		OK	

El área de acero vertical colocado (4 Ø 5/8"=8cm²) en las columnas intermedias y extremas de todos los muros está cumpliendo con el acero requerido (6.79cm²).

La distribución del refuerzo transversal colocado en las columnas C1 es, $\varnothing 3/8"$: 1@0.05, 4@0.10, Rto.@0.25, y la distribución del estribaje calculado es, $\varnothing 3/8"$: 8@0.05, 4@0.10, Rto.@0.25, el espaciamiento del estribaje calculado en la zona de confinamiento (45cm) es de 6.25 cm, por lo tanto, no cumple con el espaciamiento de los estribos en la zona confinada.

El área de acero colocado en las vigas soleras ($4 \varnothing 5/8"=8\text{cm}^2$), es mayor que el área de acero requerido (3.51cm^2), por lo tanto, su diseño es correcto.

El estribaje de la viga solera según los planos es: $1 \varnothing 3/8"$: @0.20, sin embargo, la norma recomienda un estribaje mínimo de $\varnothing 6\text{mm}$: 1@0.05, 4@0.10, Rto.@0.25, por lo tanto, la distribución del refuerzo transversal no cumple en las vigas soleras.

DISEÑO DE ESCALERA

Se verifico el diseño de la escalera para el tramo más cargado.

Figura 33
Vista en altura de 2° tramo de escalera

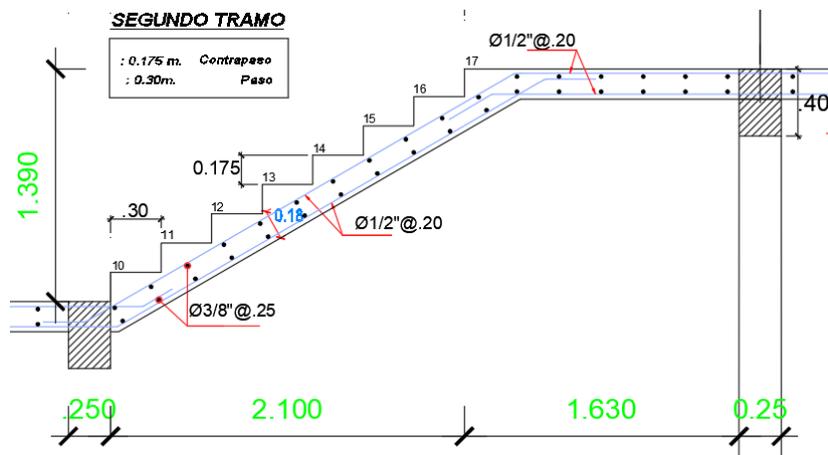


Figura 34
Diagrama estructural de escalera.

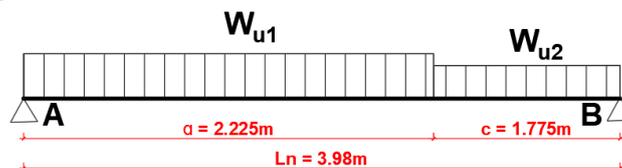


Figura 35
Losa maciza en voladizo de escalera

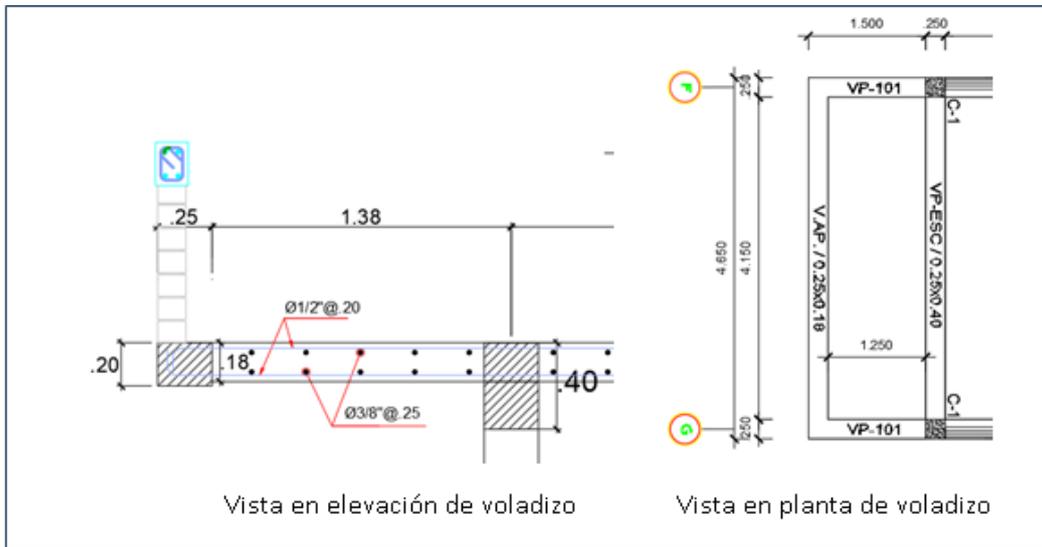


Figura 36
Modelo estructural de Losa Maciza de Escalera (Voladizo)

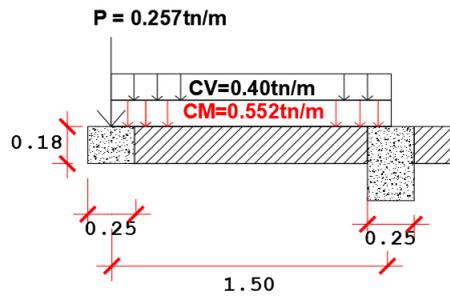


Tabla 62

Verificación del Refuerzo en la Escalera

Tramo	Área de Acero Calculado A _{Scol} (cm ²)			Área de Acero en Planos A _{Scal} (cm ²)			Condición A _{Scol} ≥ A _{Scal}		
	As+	As-	A _{Stemp}	As+	As-	A _{Stemp}	As+	As-	A _{Stemp}
TR. 1	Ø3/8 @ 0.20m	Ø3/8 @ 0.20m	Ø3/8 @ 0.20m	Ø1/2 @ 0.20m	Ø1/2 @ 0.20m	Ø3/8 @ 0.25m	OK	OK	NO
TR. 2	Ø1/2 @ 0.20m	Ø3/8 @ 0.20m	Ø3/8 @ 0.20m	Ø1/2 @ 0.20m	Ø1/2 @ 0.20m	Ø3/8 @ 0.25m	OK	OK	NO
VOL.	Ø3/8 @ 0.20m	Ø1/2 @ 0.18m	Ø3/8 @ 0.20m	Ø1/2 @ 0.20m	Ø1/2 @ 0.20m	Ø3/8 @ 0.25m	OK	NO	NO

El refuerzo por temperatura del tramo 1 y 2 de la escalera tiene una distribución en los planos de $\varnothing 3/8 @ 0.25\text{m}$, sin embargo, la distribución del refuerzo por temperatura calculado es de $\varnothing 3/8 @ 0.20\text{m}$. Por lo tanto se concluye que el diseño del tramo uno y dos de la escalera no cumplió con el diseño de refuerzo por temperatura según la norma E.060.

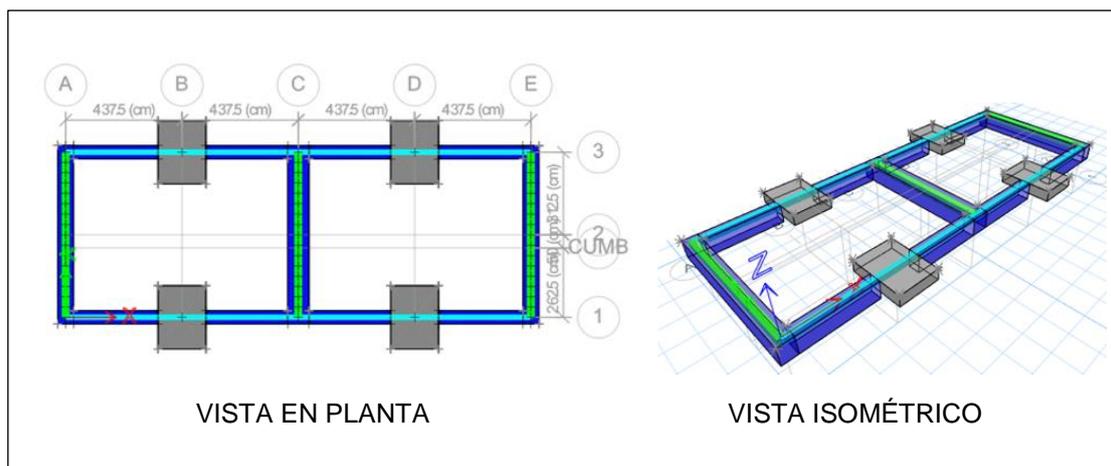
La distribución del refuerzo para momento negativo del voladizo del bloque de la escalera colocado según los planos es de $\varnothing 1/2 @ 0.20\text{m}$, sin embargo, el refuerzo calculado para momento negativo es de $\varnothing 1/2 @ 0.18\text{m}$, por lo tanto, el tramo del voladizo del Bloque de la Escalera no cumple con el diseño por momento negativo y refuerzo por temperatura.

DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Se verificó el diseño de la cimentación del Bloque General y del Bloque de la Escalera utilizando el programa SAFE V.21 y se corroboró los resultados obtenidos manualmente conforme la norma E.060 "Concreto Armado" y E.50 "Suelos y Cimentaciones".

Figura 37

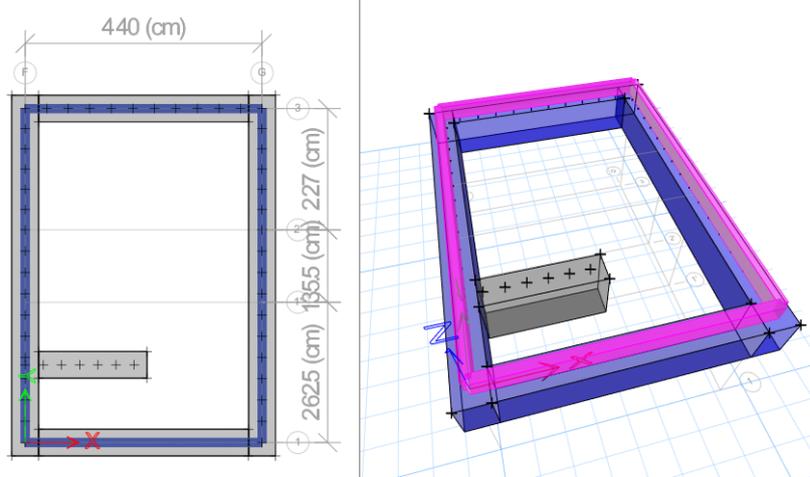
Modelo matemático de la cimentación del Bloque General (SAFE V.21)



Nota: El bloque general corresponde a los bloques A1, A2, B1, B2 de los módulos A y B.

Figura 38

Modelo Matemático de Cimentación de la Escalera 1 y 2

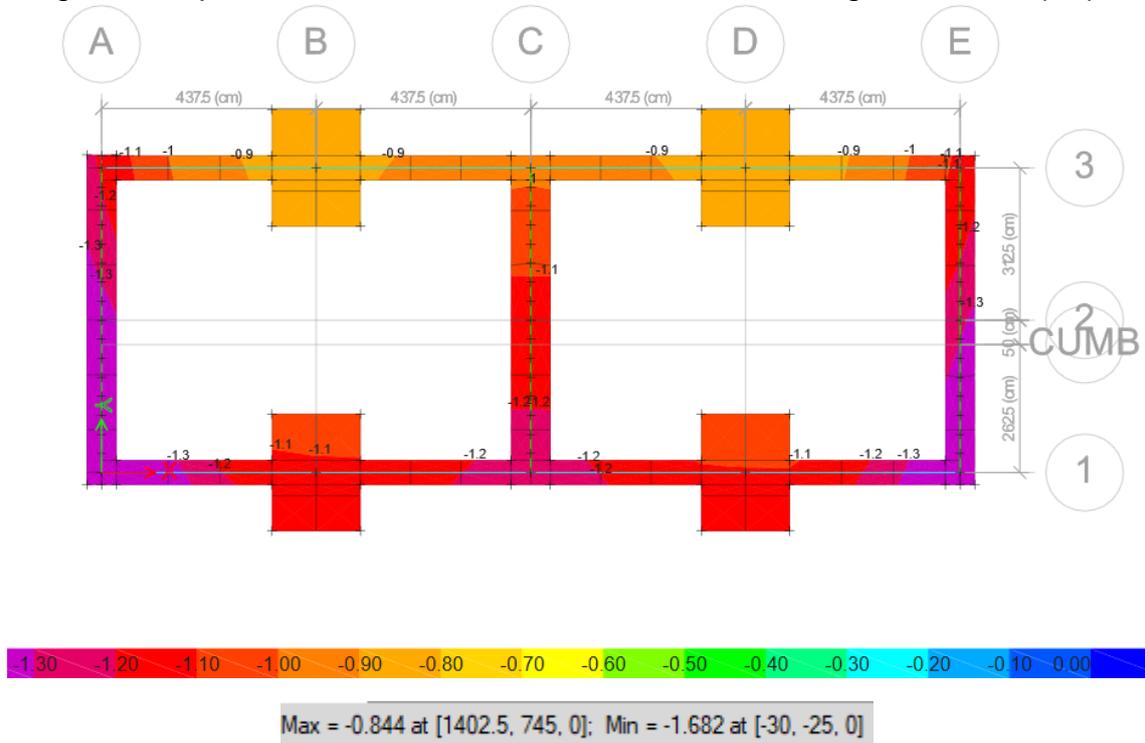


Nota: La cimentación le corresponde a la escalera 1 (Módulo A) y escalera 2 del (Módulo B)

Verificación de Esfuerzos en el Terreno

Figura 39

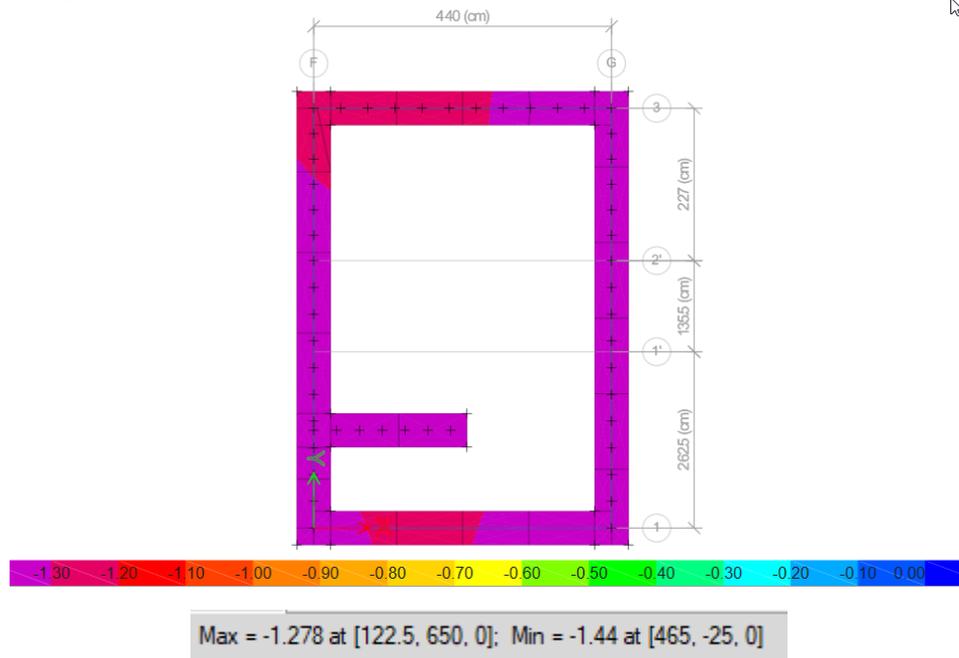
Diagrama de presiones del Módulo General: Estado de carga sin Sismo (S1)



Nota. Presiones en el Bloque General para la combinación por servicio S1: CM+CV

Figura 40

Diagrama de presiones de la Escalera: Estado de carga sin Sismo (S1)



Nota. Presiones en Escalera para combinación por servicio S1: CM+CV

Para la cimentación del Bloque General, la presión máxima sobre el terreno es $\sigma_{MAX}=1.682\text{kgf/cm}^2$, la cual es mayor que la admisible $\sigma_{adm}=1.30\text{kgf/cm}^2$, para una profundidad de desplante de 1.60m. La cimentación del Bloque General no cumple con las presiones para la combinación de servicio (CM+CV).

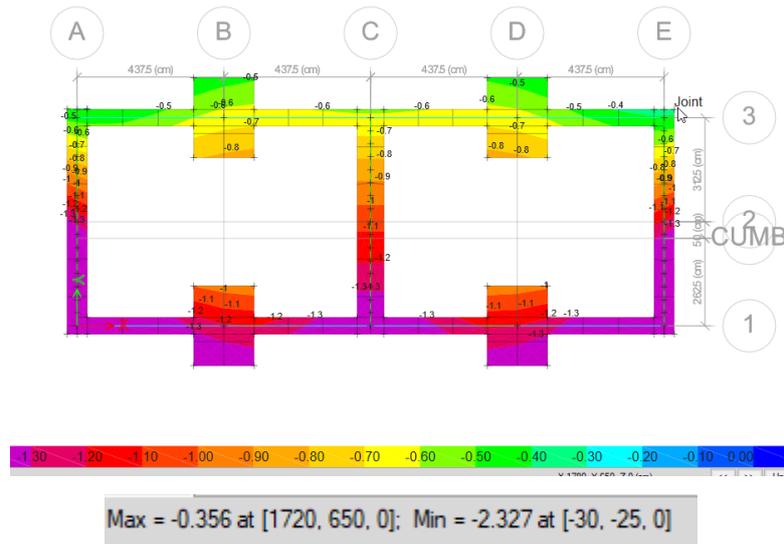
Para la cimentación de la Escalera, la presión máxima sobre el terreno es $\sigma_{MAX}=1.44\text{ kgf/cm}^2$, la cual es mayor que la admisible $\sigma_{adm}=1.30\text{kgf/cm}^2$, para una profundidad de desplante de 1.60m. La cimentación de la escalera no cumple con las presiones para la combinación de servicio (CM+CV).

Estados de Carga con Sismo

Para la cimentación de la Escalera, la presión máxima sobre el terreno es $\sigma_{MAX}=2.426 \text{ kgf/cm}^2$, la cual es mayor que la admisible $\sigma_{adm}=1.30\text{kgf/cm}^2$, para una profundidad de desplante de 1.60m. La cimentación de la escalera no cumple con las presiones para la combinación de servicio S2: CM+0.5CV +SE(X)

Figura 43

Diagrama de presiones en el Bloque General: Estado de carga con Sismo (S5)

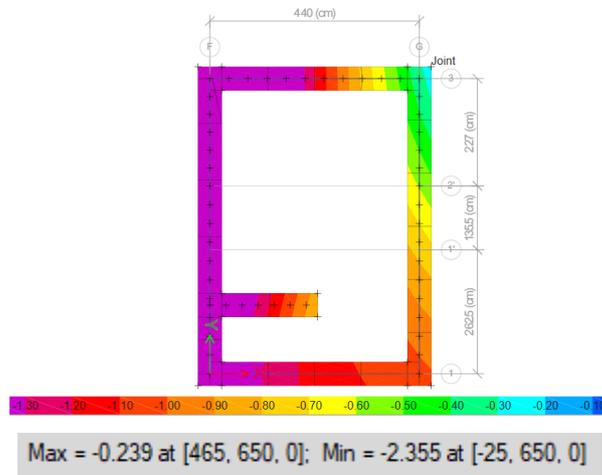


Nota. Presiones en el Bloque General para la combinación: S5: CM+0.5CV – SEY

La presión máxima es $\sigma_{m\acute{a}x}= 2.327 \text{ kgf/cm}^2$ y nuestra presión admisible es de 1.30kgf/cm^2 por lo que NO está pasando el diseño por SERVICIO5 (CM+0.50CV-SEY).

Figura 44

Diagrama de presiones en el Bloque General: Estado de carga con Sismo (S3)



Nota. Presiones en el Bloque General para la combinación: S3: CM+0.5CV – CSEX

Para la cimentación de la Escalera, la presión máxima sobre el terreno es $\sigma_{MAX}=2.355 \text{ kgf/cm}^2$, la cual es mayor que la admisible $\sigma_{adm}=1.30\text{kgf/cm}^2$. La cimentación de la escalera no cumple con las presiones para la combinación de servicio S4: CM+0.5CV - SE(X)

Tabla 63

Verificación de Presiones a Nivel de Servicio y Sismo (Bloque General)

Combinación en Servicio	Presión máxima	Presión mínima	Presión admisible	Condición $\sigma_{m\acute{a}x,min} < \sigma_{adm}$
	$\sigma_{m\acute{a}x} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	$\sigma_{min} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	$\sigma_{adm} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	
S1: CM+CV	-0.844	-1.682	-1.30	No cumple
S2: CM+0.5CV + CSEX	-0.759	-1.790	-1.30	No cumple
S3: CM+0.5CV – CSEX	-0.744	-1.907	-1.30	No cumple
S4: CM+0.5CV + CSEY	-0.660	-1.941	-1.30	No cumple
S5: CM+0.5CV – CSEY	-0.356	-2.327	-1.30	No cumple

Tabla 64

Verificación de Presiones a Nivel de Servicio y Sismo (Bloque Escalera)

Combinación en Servicio	Presión máxima	Presión mínima	Presión admisible	Condición $\sigma_{m\acute{a}x,min} < \sigma_{adm}$
	$\sigma_{m\acute{a}x} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	$\sigma_{min} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	$\sigma_{adm} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	
S1: CM+CV	-1.278	-1.44	-1.30	No cumple
S2: CM+0.5CV + CSEX	-0.129	-2.426	-1.30	No cumple
S3: CM+0.5CV – CSEX	-0.239	-2.355	-1.30	No cumple
S4: CM+0.5CV + CSEY	-0.676	-1.905	-1.30	No cumple
S5: CM+0.5CV – CSEY	-0.642	-1.903	-1.30	No cumple

La seguridad de la edificación está comprometida debido a que las cimentaciones no cumplen con el diseño. Se recomendó el reforzamiento de la cimentación, para cumplir con la presión admisible del terreno. El diseño de la cimentación no fue necesario verificar dado que no cumplió con los esfuerzos en el terreno, por lo que se verificó el diseño cuando la cimentación fue reforzada.

Estabilidad Global al Volteo

Se verificó la estabilidad global al volteo establecido según la norma E.030 "Diseño sismorresistente"

Tabla 65

Fuerzas en la Base del Primer Entrepiso

Tipo de Análisis	V _x (tn)	V _y (tn)	T (tn-m)	M _x (tn-m)	M _y (tn-m)	FSV _x M _{Rx} /M _{Vx}	FSV _y M _{Ry} /M _{Vy}	COND. M _R /M _V ≥ 1.2
PG	0	0		696.2676	-2262.64			
SD(X)	44.87	0.036	120.81	0.1839	219.068		10.33	CUMPLE
SD(Y)	0.096	111.79	965.23	565.137	0.142	1.23		CUMPLE
SE(X)	-48.08	0	130.23	0.00	-248.418		9.11	CUMPLE
SE(Y)	0	-128.21	-1141.30	662.448	0.00	1.05		NO CUMPLE

La edificación no cumple con el diseño para resistir el momento de volteo que producen las fuerzas sísmico estáticas en la dirección X-X, según la norma E.030. Las fuerzas que se oponen al momento de volteo, producidas por el sismo, son insuficientes para resistir este momento.

4.1.3. Reforzamiento Estructural

4.1.3.1 Consideraciones Generales

Tabla 66

Consideraciones Generales para el Reforzamiento

La capacidad portante del terreno	0.91 kgf/cm ² (desplante de 1.60 m)
Peso del suelo:	1800 kg/m ³
Métodos de diseño en Concreto Armado	Norma E.60
Método de diseño en Albañilería	Norma E.070
Resistencia concreto antiguo	175 kgf/cm ² (columnas, vigas, losa, zapatas)
Resistencia concreto nuevo	210 kgf/cm ² (todo elemento reforzado)
Resistencia a compresión de la albañilería	35kgf/cm ² (Artesanal)
Resistencia al corte de la albañilería	5.1kgf/cm ²

Parámetros Sísmicos

Se cambio el sistema estructural en la dirección X-X de Pórticos de Concreto Armado a Muros de Concreto Armado, esto con el fin de darle mayor rigidez a la estructura en dicha dirección de análisis.

Figura 45

Parámetros Sísmicos en cada Dirección de Análisis

Sismo X-X		Sismo Y-Y	
Z=	0.35 (Zona 3)	Z=	0.35 (Zona 3)
U=	1.50 (Institución Educativa)	U=	1.50 (Institución Educativa)
C=	2.50 ($T < T_p$)	C=	2.50 ($T < T_p$)
S=	1.20 (S3-Suelos Blandos)	S=	1.20 (S3-Suelos Blandos)
Ia =	1.0 (Regular en altura)	Ia =	1.0 (Regular en altura)
Ip =	1.0 (Regular en planta)	Ip =	1.0 (Regular en planta)
R ₀ =	6 (Muros Estructurales)	R ₀ =	3 (Albañilería)
R _X =	6.00	R _Y =	3.00
TP=	1.00	TP=	1.00
TL=	1.60	TL=	1.60

Modelo Matemático del Bloque General Reforzado

Figura 46

Planta del primer Nivel - Columnas Reforzadas

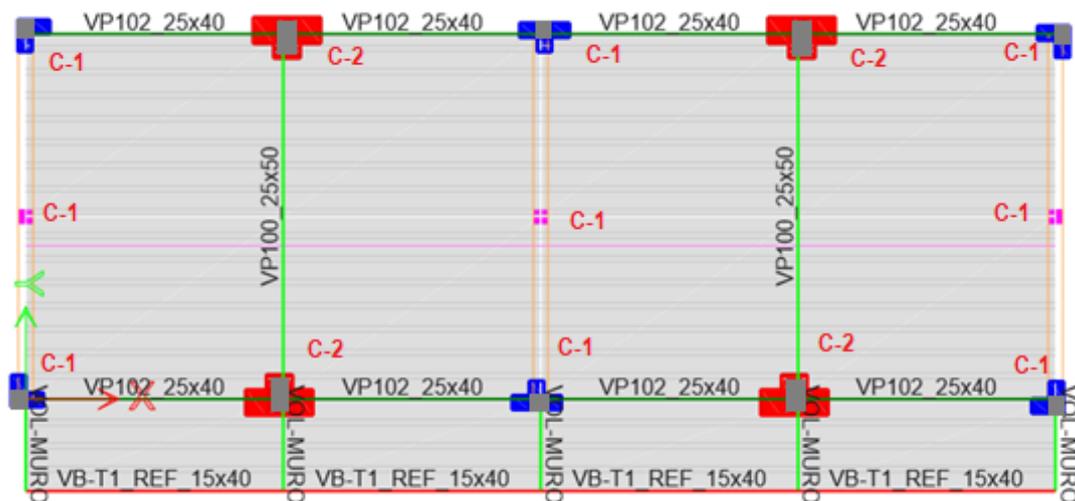


Figura 47

Modelo estructural del Bloque General Reforzado (Bloque A1,A2,B1,B2)

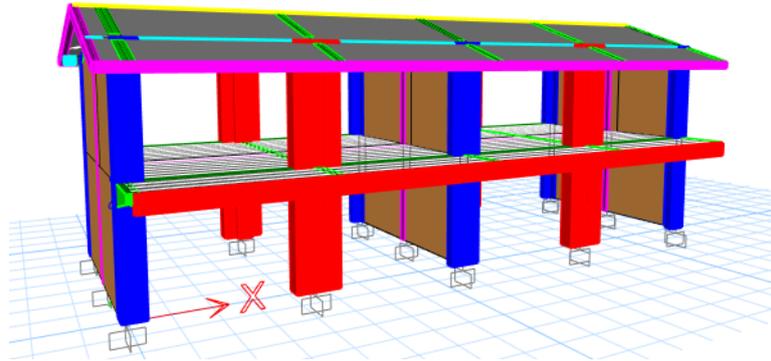
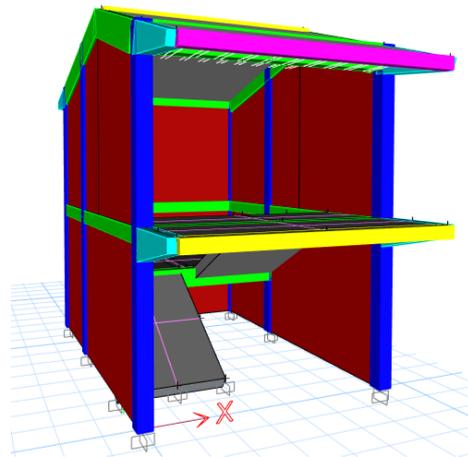


Figura 48

Modelo estructural de la escalera



4.1.3.2 Análisis Modal

Tabla 67

Periodos Fundamentales de Vibración – Ratios de Participación de Masas Modales del Bloque General Reforzado

Modo	Periodo t	Modo Individual (%)		Suma Acumulada (%)		Modo Individual (%)		
		UX	UY	Sum UX	Sum UY	RX	RY	RZ
1	0.204	79.64	0.00	79.64	0.00	0.00	39.86	0.00
2	0.104	0.00	87.42	79.64	87.42	29.43	0.00	0.26
3	0.086	0.00	0.22	79.64	87.63	0.00	0.13	88.31

Figura 49

Periodos fundamentales traslacionales y Rotacional del Bloque General.

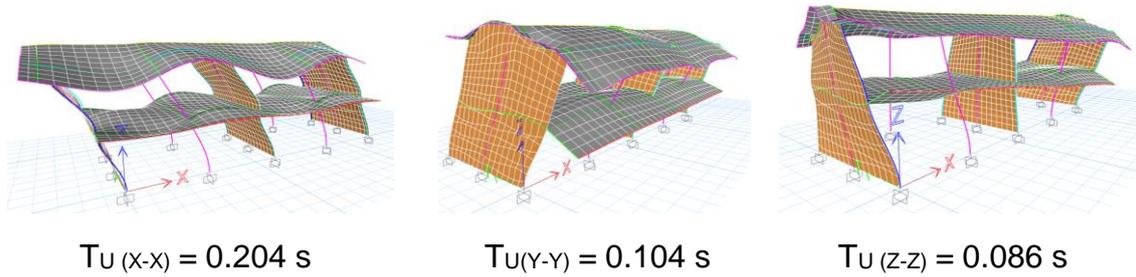
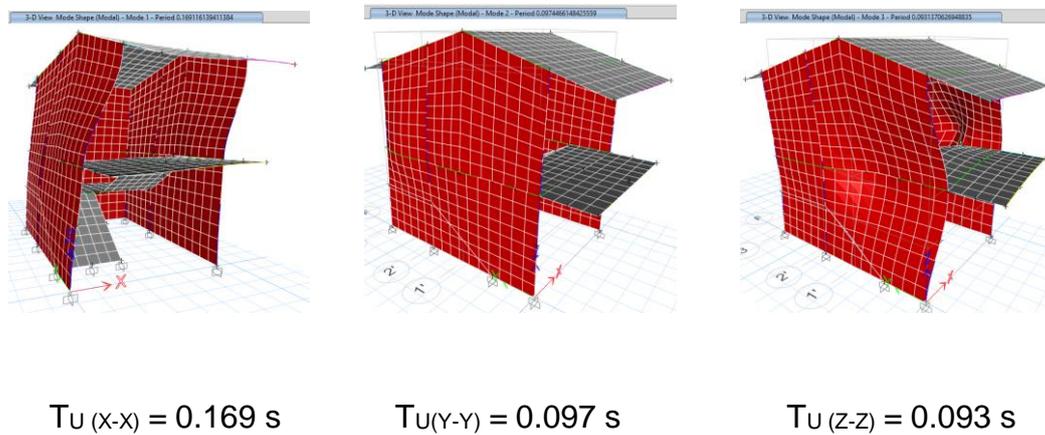


Figura 50

Periodos fundamentales de la escalera



Los tres primeros periodos fundamentales de vibración del bloque general se encuentran en los primeros modos, el primero traslacional en la dirección X-X el segundo traslacional en la dirección Y-Y y el tercero rotacional en la dirección Z.

Con el reforzamiento se redujeron los periodos, el Bloque general reforzado tiene un periodo máximo de 0.204s en la dirección UX y el edificio sin reforzar tiene un periodo máximo de 0.418 s en la dirección UX.

4.1.3.2 Desplazamiento Laterales Relativos Admisibles

Tabla 68*Máxima distorsión del Bloque General Reforzado– ETABS V.21*

Piso	Sismo	Case Type	Altura Z (m)	Distorsión (Derivas) ($\Delta i/h_i$)	Limite	Limite
					(X-X)	(Y-Y)
					$\Delta i/h_i \leq 0.007$	$\Delta i/h_i \leq 0.005$
1°	SD (X)	LinRespSpec	3.06	0.001563	SI	
2°	SD (X)	LinRespSpec	6.95	0.002039	SI	
1°	SE (X)	LinStatic	3.06	0.002526	SI	
2°	SE (X)	LinStatic	6.95	0.003266	SI	
1°	SD (Y)	LinRespSpec	3.06	0.000748		SI
2°	SD (Y)	LinRespSpec	6.95	0.000586		SI
1°	SE(Y)	LinStatic	3.06	0.000782		SI
2°	SE(Y)	LinStatic	6.95	0.000681		SI

La distorsión máxima del Bloque general en la dirección X-X es de 3/1000 y la distorsión límite es de 7/1000, por lo que se cumple con la deriva límite según la norma E.030. En la otra dirección de análisis Y-Y, la deriva máxima es de 1/1000 y la deriva límite es de 5/1000, por lo tanto, se cumplió con la deriva límite según la norma E.030.

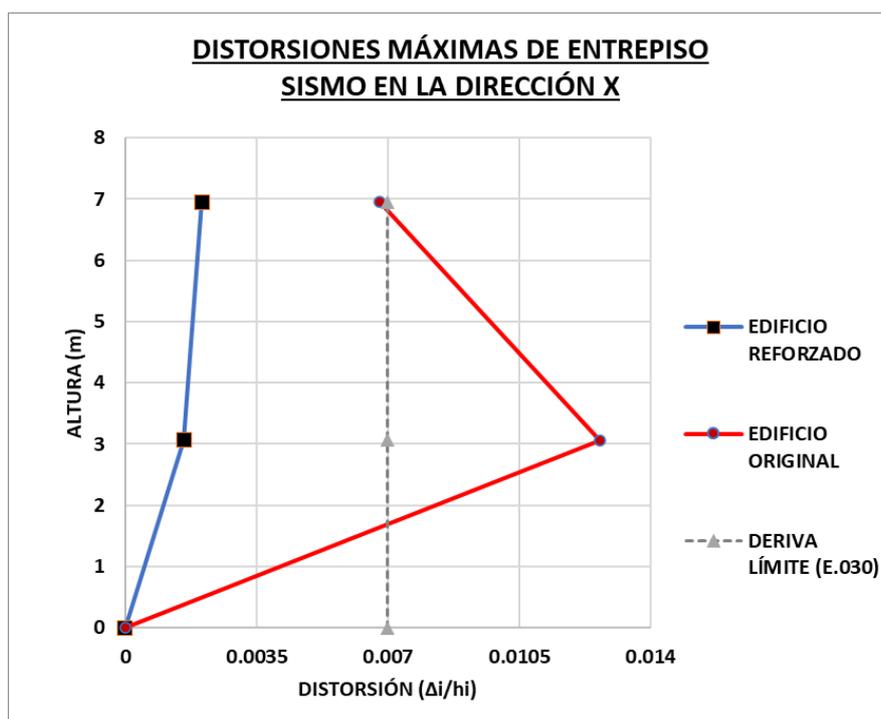
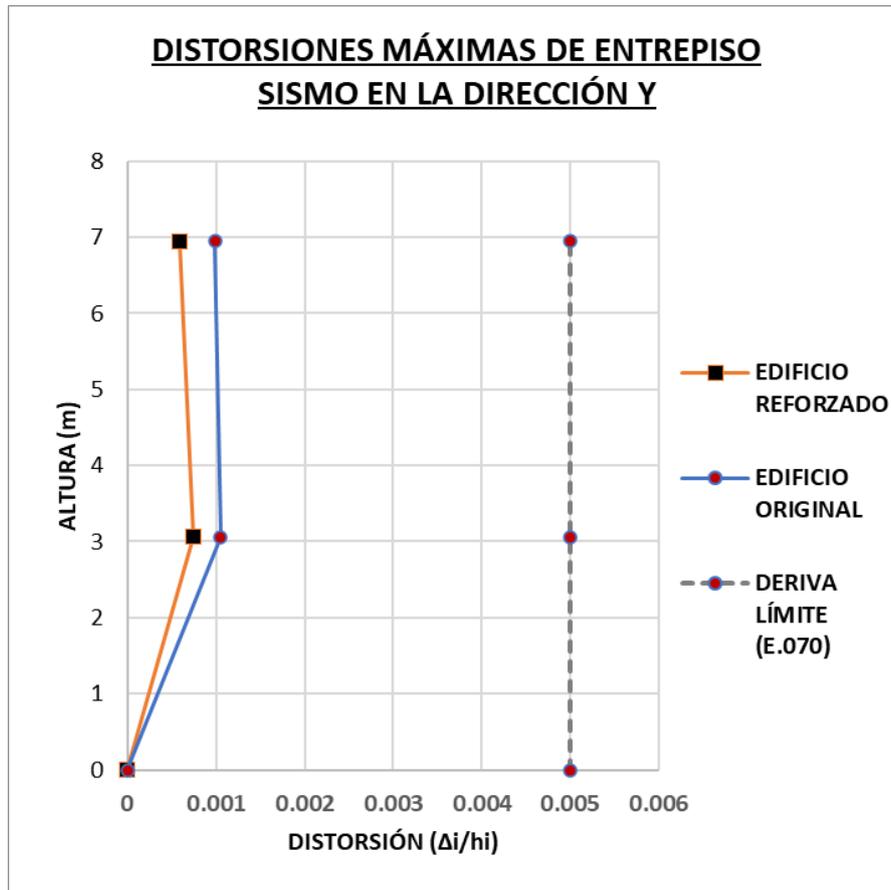
Figura 51*Comparación de Distorsiones, Edificio Original y Reforzado Dir. "X-X"*

Figura 52

Comparación de Distorsiones, Edificio Original y Reforzado Dir. “Y-Y”



El Bloque General en la dirección de análisis X-X cumplen con la máxima deriva, 0.007 (Concreto armado), exigida por la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”.

El Bloque General en la dirección de análisis Y-Y cumple con la máxima deriva, 0.005 (Albañilería), exigida por la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”

4.1.3.3 Verificación de Sistema Estructural

El sistema estructural planteado fue en la dirección X-X “Muros de Concreto Armado” y en la dirección “Y-Y” “Albañilería Confinada”.

Tabla 69*Fuerza cortante en la base del Bloque General Reforzado*

Dirección de Análisis	R	Sistema de Estructuración	Cortante V (kgf)	%
SE(X)	6	Muros estructurales	68,064.20	94.7
		Muros de albañilería	3,004.00	4.2
		Columnas	826.10	1.1
Cortante Total (X-X)			71,894.20	100.0
SE(Y)	3	Columnas de pórticos	60,309.20	41.9
		Muros de albañilería	83,479.20	58.1
Cortante Total (Y-Y):			143,788.4	100

El sistema estructural predominante del Bloque General en la dirección de análisis X-X, es de Muros Estructurales.

El sistema estructural predominante del Bloque General en la dirección de análisis Y-Y, es de Albañilería Confinada.

4.1.3.3 Separación Entre Edificios

Tabla 70*Separación de Bloques Reforzados "S"*

Distancia "S"	H (m)	Desp. Elástico δ_x (cm)	Desp. Inelástico $\Delta_x = 0.75R \delta$ (cm)	Distancia $s \geq 2/3(\Delta_1 + \Delta_2)$ (cm)	$s \geq 0.006h$ Diseño (cm)	"S" real (cm)
<i>Bloque 1</i>	6.95	0.5323	2.40	3.03	4.17	5.00
Escalera	6.95	0.9489	2.14			

La separación de los bloques reforzados y con los nuevos desplazamientos calculados según la norma E.030 fue de 3.03 cm y la separación real es de 5cm, por lo tanto, la separación de los bloques es adecuado y cumple con la norma E.030.

4.1.3.5 Diseño de Elementos Estructurales

LOSA DE VOLADIZO DEL BLOQUE GENERAL

Figura 53

Área de acero Requerido para el Voladizo del Bloque General



Tabla 71

Cálculo del área de acero a agregar en la losa del voladizo

Descripción	Área de Acero		Nueva área de acero ASfinal (cm ²)	ASfinal > ASneg
	Negativo ASneg(cm ²)	Distr.		
Acero requerido calculado	1.68 cm ²	1Ø1/2"+ 1Ø3/8"		
Acero colocado en Obra	1.29 cm ²	1Ø1/2"	2.00	ok
Acero a agregar	0.40 cm ²	1Ø3/8"		

Por lo tanto, se adicionaron varillas con diámetro de 3/8" para momentos negativos en losa del pasadizo.

LOSA MACIZA DEL VOLADIZO DE LA ESCALERA

El acero por flexión negativo en la losa maciza es:

Acero Negativo colocado en obra : $A_s^- = \text{Ø}1/2@0.20\text{m}$

Acero Negativo calculado : $A_s^- = \text{Ø}1/2@0.18\text{m}$

$n = b/s = 100/20 = 5$ barras/m (Barras colocadas en obra)

$n = b/s = 100/18 = 5.56$ barras/m (Barras calculadas)

$A_{S\text{colocado}} = 5 \cdot 1.29 = 6.45 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{S\text{calculado}} = 5.56 \cdot 1.29 = 7.1724 \text{ cm}^2/\text{m}$

Déficit = $7.1724 - 6.45 = 0.72 \text{ cm}^2/\text{m}$

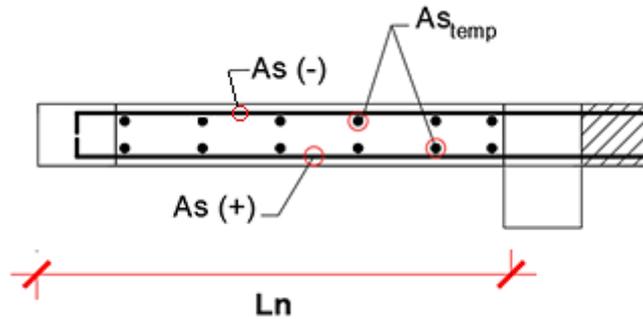
Diámetro adicionado: $\text{Ø}6\text{mm} = 0.28 \cdot 4 = 1.12 > 0.72 \text{ ok}$

n barras = $1.12/0.28 = 4$ barras

$s = 100/4 = 0.25 \text{ m}$

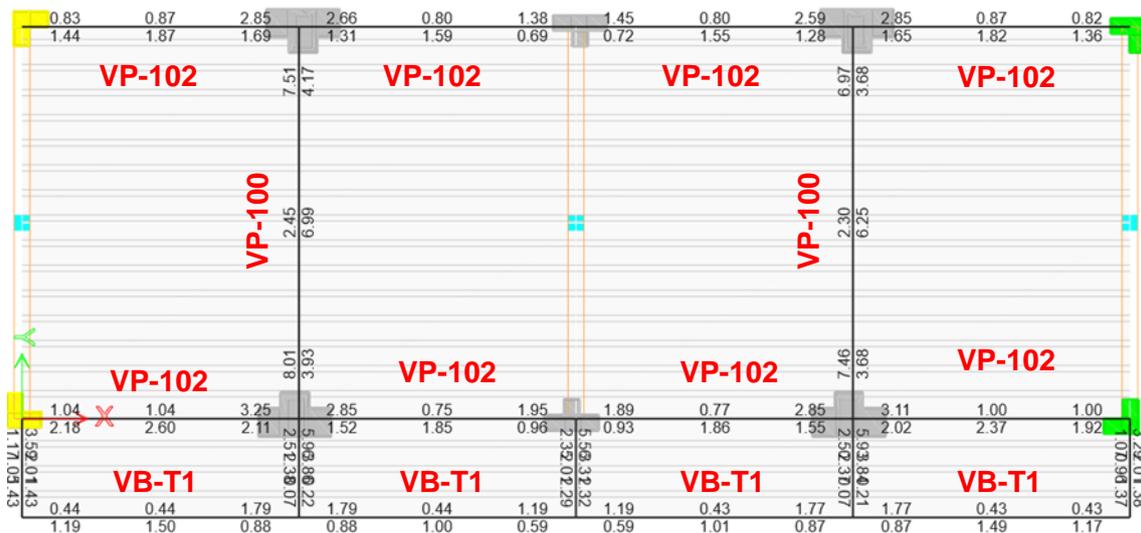
Por lo tanto, adicionar al acero negativo cuatro barras $4\varnothing 6\text{mm}@0.20$

Figura 54
Detalle del refuerzo en Voladizo de Escalera



DISEÑO DE VIGAS

Figura 55
Área de acero en vigas del primer Nivel del Bloque General



Las vigas del primer nivel que tenían problemas de refuerzo y torsión con la estructura reforzada se corrigió los problemas de torsión y se redujo las solicitaciones sobre las vigas. La única viga que se reforzó fue la viga VB-T1 debido a problemas de torsión, por lo que se incrementó su sección y se adicionó refuerzo longitudinal y transversal.

Por lo tanto, las vigas del bloque general cumplen con el diseño según la norma E.060 "Concreto Armado".

Figura 56
Reforzamiento de viga de Borde del Primer Nivel

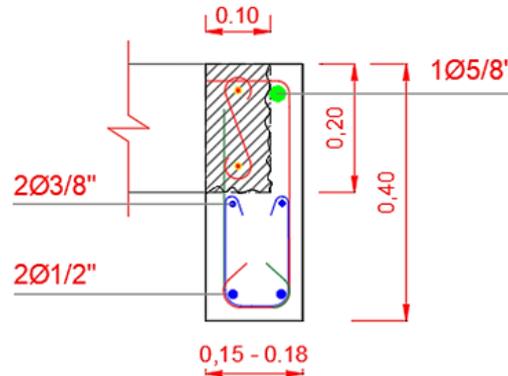


Tabla 72
Verificación del refuerzo longitudinal por flexión en Vigas del Primer Techo

VIGA	Cond.	Momentos			Área de Acero			Cond. AScol > AScal
		Mu _{izq} (ton-m)	Mu _{cen} (ton-m)	Mu _{der} (ton-m)	AS _{izq} (cm ²)	AS _{cen} (cm ²)	AS _{der} (cm ²)	
VP- 100	Calculado	-11.95	7.70	-11.28	7.84	5.29	7.35	ok
	Existente	-	-	-	8.00	12.52	8.00	
VP- 102	Calculado	-0.75	2.42	-3.95	3.11	2.37	3.25	ok
	Existente	-	-	-	4.00	4.00	4.00	
VB- T1	Calculado	0.00	1.495	-1.7754	1.79	1.50	1.79	ok
	Reforzado	-	-	-	2.00	2.58	2.00	

DISEÑO DE COLUMNAS

COLUMNA C1

Figura 57
Detalle de columna reforzada C-2

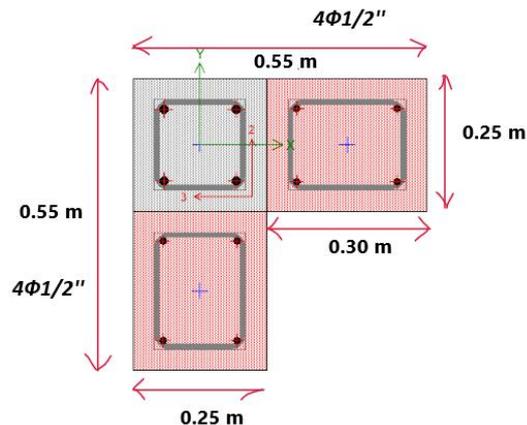


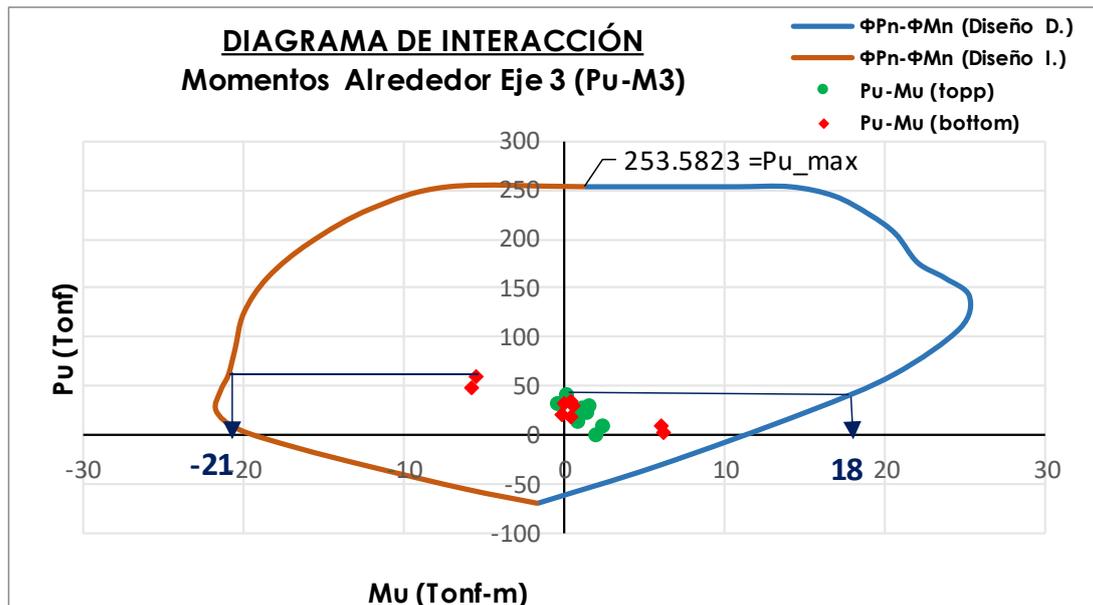
Tabla 73

Cargas últimas de la columna C-2

COMBINACIONES DE CARGA	Extremo superior - Top					Extremo inferior - Bottom				
	Pu (Ton)	Vu2 (Ton)	Vu3 (Ton)	Mu2 (Ton-m)	Mu3 (Ton-m)	Pu (Ton)	Vu2 (Ton)	Vu3 (Ton)	Mu2 (Ton-m)	Mu3 (Ton-m)
0M+1.70V	29.45	-1.08	0.00	0.00	1.47	35.52	0.99	0.00	0.00	0.40
Solicitaciones últimas en la dirección X										
1.25(M+V)+SX	23.82	-0.86	0.00	0.00	1.36	29.48	1.02	0.00	0.00	0.61
1.25(M+V)-SX	27.19	-1.04	0.00	0.00	1.18	32.21	0.62	0.00	0.00	0.06
0.90M+SX	14.03	-0.56	0.00	0.00	0.84	17.94	0.60	0.00	0.00	0.43
0.90M-SX	17.41	-0.74	0.00	0.00	0.66	20.67	0.19	0.00	0.00	-0.12
Solicitaciones últimas en la dirección Y										
1.25(M+V)+SY	8.64	0.58	0.00	0.00	2.43	1.77	5.78	0.00	0.00	6.20
1.25(M+V)-SY	42.37	-2.48	0.00	0.00	0.11	59.93	-4.14	0.00	0.00	-5.53
0.90M+SY	1.15	0.89	0.00	0.00	1.91	9.78	5.35	0.00	0.00	6.02
0.90M-SY	32.59	-2.18	0.00	0.00	-0.41	48.38	-4.57	0.00	0.00	-5.71

Figura 58

Diagrama de Interacción de Columna C-2



La columna C-2 está cumpliendo con el diseño por flexocompresión según la norma E.060.

COLUMNA C-3

Figura 59
Detalle de columna Reforzada C-3

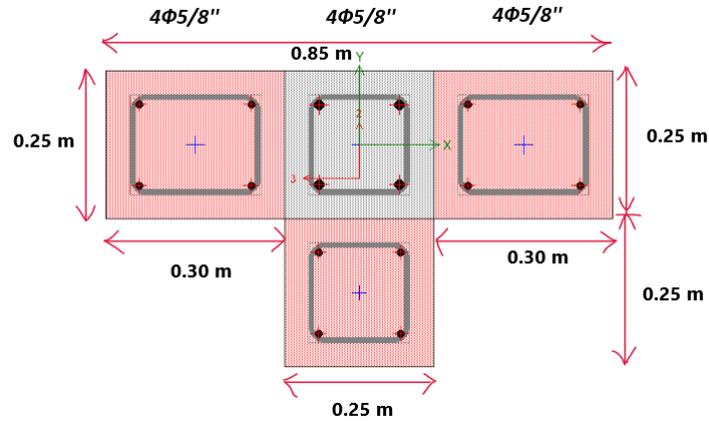
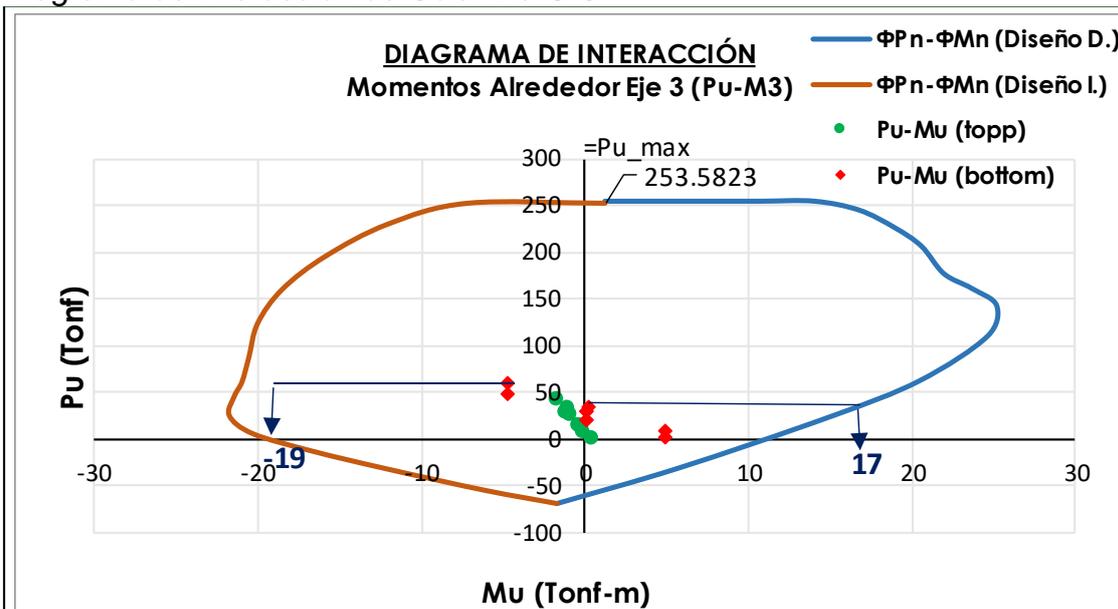


Figura 60
Diagrama de Interacción de Columna C-3



La columna C-3 está cumpliendo con el diseño por flexocompresión según la norma E.060.

DISEÑO DE PLACA

Figura 61
Detalle de placa PL-1

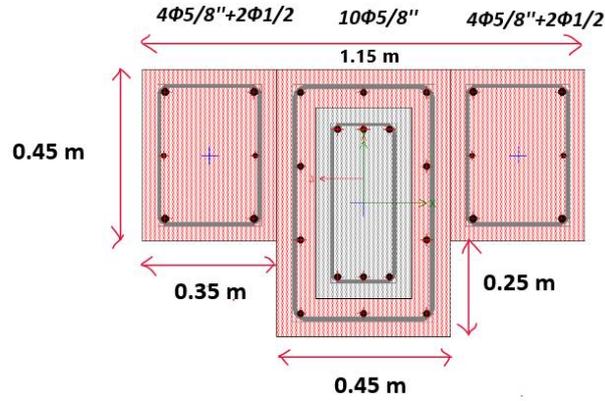


Figura 62
Diagrama de Interacción de Placa PL-1 (Pu-Mu2)

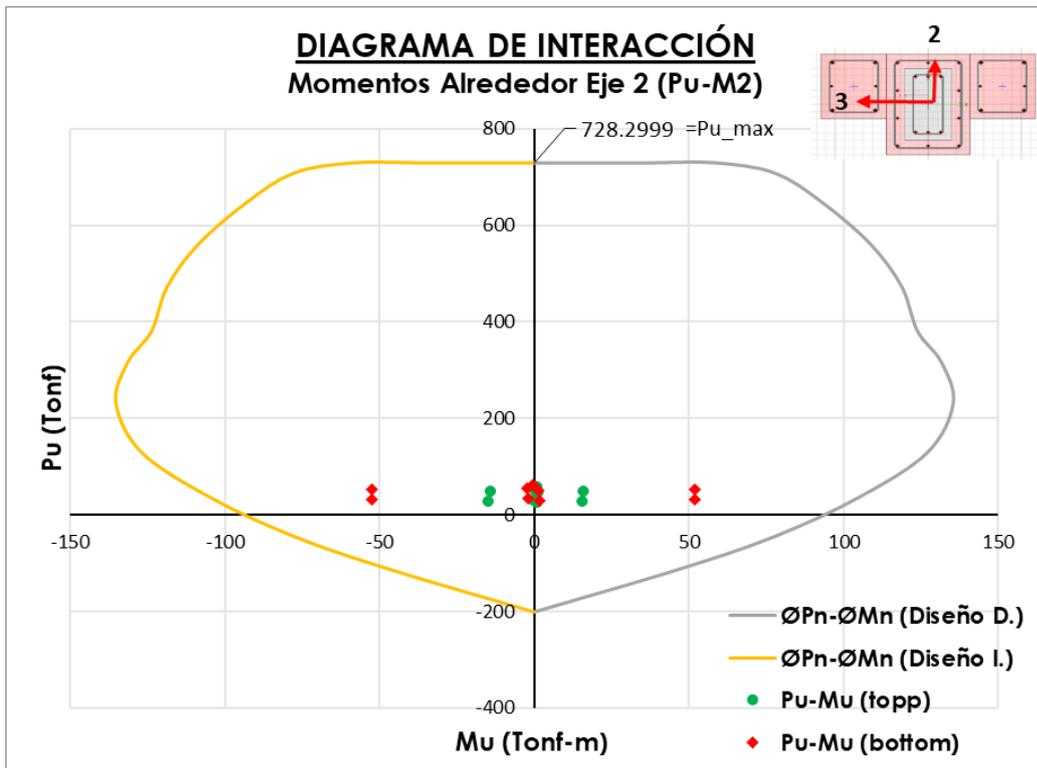
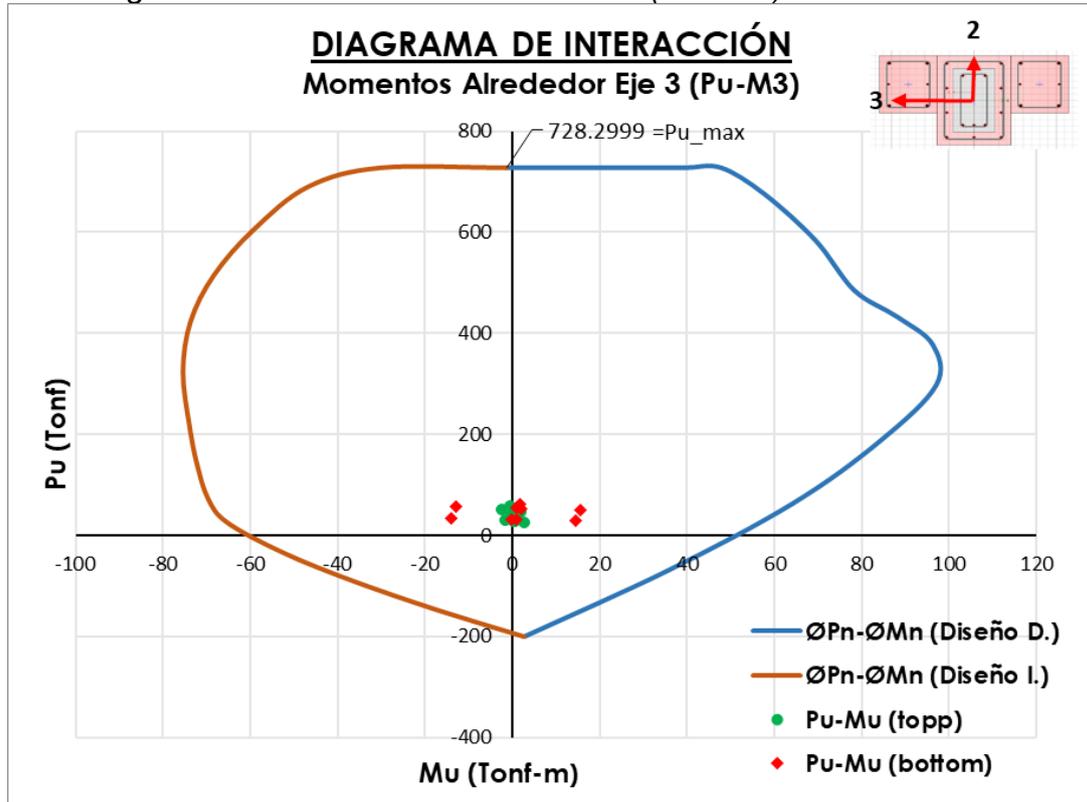


Figura 63

Diagrama de Interacción de Placa PL-1 (Pu-Mu2)



La placa PL-1 esta cumpliendo con el diseño por flexocompresión según la norma E.060 “Concreto armado”.

DISEÑO DE MUROS DE ALABAÑILERÍA

Tabla 74

Verificación por Esfuerzo Axial Máximo (Piso 1)

Verificación por Esfuerzo Axial Máximo (Piso 1)									
Muro	P (tonf)	L (m)	h (m)	t (m)	σ_m (tonf/m ²)	σ_{max1} (tonf/m ²)	$\sigma_m \leq \sigma_{max1}$	σ_{max2} (tonf/m ²)	$\sigma_m \leq \sigma_{max2}$
MY1	52.742	6.50	2.56	0.230	35.279	62.921	ok	52.50	ok
MY2	76.880	6.50	2.56	0.230	51.424	62.921	ok	52.50	ok
MY3	48.185	6.50	2.56	0.230	32.231	62.921	ok	52.50	ok

Tabla 75*Verificación por Fisuración en la dirección Y (Piso 1)*

VERIFICACIÓN POR FISURACIÓN EN LA DIRECCIÓN Y (PISO 1)												
Muro	L (m)	t (m)	Pg (tonf)	Ve (tonf)	Me (tonf-m)	α max 1	Vm1 (tonf)	0.55Vm (tonf)	$\frac{V_{m1}}{V_{e1}}$	Vu1 tonf	Mu1 tonf-m	Condición Ve \leq 0.55Vm
MY1	6.50	0.23	49.95	19.59	99.52	1.00	49.61	27.29	2.53	49.61	252.01	No Fisura
MY2	6.50	0.23	71.24	17.27	97.97	1.00	54.51	29.98	3.00	51.81	293.91	No Fisura
MY3	6.50	0.23	45.81	17.35	86.67	1.00	48.66	26.76	2.80	48.66	243.06	No Fisura
$\Sigma V_{m1} = 152.78 \text{ ton} \geq V_{E1} = 127.98 \text{ ton} \dots \text{OK}$												

Tabla 76*Verificación por Fisuración en la dirección Y (Piso 2)*

VERIFICACIÓN POR FISURACIÓN EN LA DIRECCIÓN Y (PISO 2)												
Muro	L (m)	t (m)	Pg (tonf)	Ve (tonf)	Me (tonf-m)	α max 1	Vm2 (tonf)	0.55Vm (tonf)	$\frac{V_{m2}}{V_{e2}}$	Vu2 tonf	Mu2 tonf-m	Condición Ve \leq 0.55Vm
MY1	6.50	0.23	26.03	10.56	40.71	1.00	44.11	24.26	3.00	31.67	122.12	No Fisura
MY2	6.50	0.23	34.11	12.36	46.83	1.00	45.97	25.28	3.00	37.09	140.49	No Fisura
MY3	6.50	0.23	23.00	9.00	69.28	0.84	37.47	20.61	3.00	26.99	207.85	No Fisura
$\Sigma V_{m1} = 127.55 \text{ ton} \geq V_{E1} = 65.98 \text{ ton} \dots \text{OK}$												

Se verifica que ningún muro se fisura ante el sismo moderado. La capacidad de los muros es suficiente para la demanda de cargas de servicio y sísmicas. Por lo tanto, el diseño de los muros es correcto según la norma E.070 y no se requiere ninguna intervención.

Los muros de la escalera presentan fisuras y al analizarlos no cumplen con la densidad de muros y con área de cimentación insuficiente, a pesar de eso el bloque general de la escalera cumple con las distorsiones límite, para corregir las fisuras e incrementar su resistencia para aumentar la densidad de muros, se propone colocar mallas electrosoldadas en los muros en la dirección X-X.

MALLA ELECTROSOLDADA

Es una técnica de reparación sencilla de aplicar. Con esta técnica se incrementa la rigidez lateral del muro y la resistencia a fuerza lateral en un 40%. Esta técnica de reparación proporciona al muro un mejor comportamiento sísmico (Ángel San Bartolomé)

Propiedades de los materiales:

Malla electro soldada:

Tipo : Q139 - ASTM A497

Diámetro : $D = 5.50 \text{ mm}$

Medidas : $2.40 \times 6.00 \text{ m}$

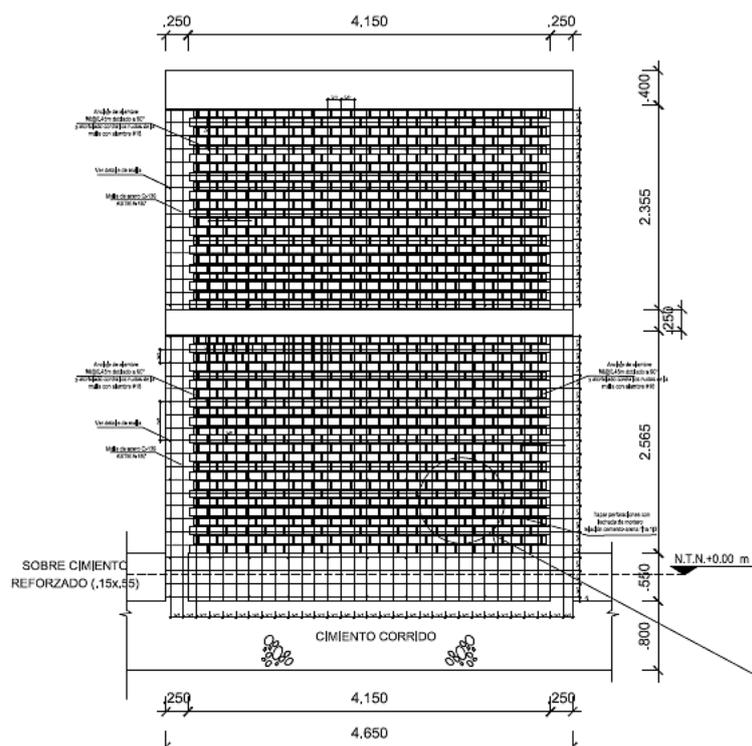
Mortero : cemento – arena gruesa 1:4 (tarrajeo del muro)

Alambre : # 8 y # 16

Procedimiento

- Retirar tarrajeo del muro existente.
- Picar fisuras gruesas, limpiarlas, humedecerlas y llenarlas con mortero 1:3
- Pañetear el muro con mortero cemento-arena gruesa 1:4 (1cm)
- Interconectar las mallas electrosoldadas realizando perforaciones en el muro cada 30cm, limpiar las perforaciones con aire comprimido.
- Colocar mallas electrosoldadas, introducir conectores (alambre #8) a través de perforaciones, atortolarlos contra los nudos de la malla mediante alambre #16.
- Luego taponar las perforaciones con lechada de mortero cemento – arena fina 1:3
- Finalmente tarrajear el muro con mortero de relación cemento -arena fina 1:4.

Figura 64
Enmallado de Muro MX1 de Escalera



DISEÑO DE CIMENTACIONES

Figura 65

Modelo analítico de la cimentación del Bloque General

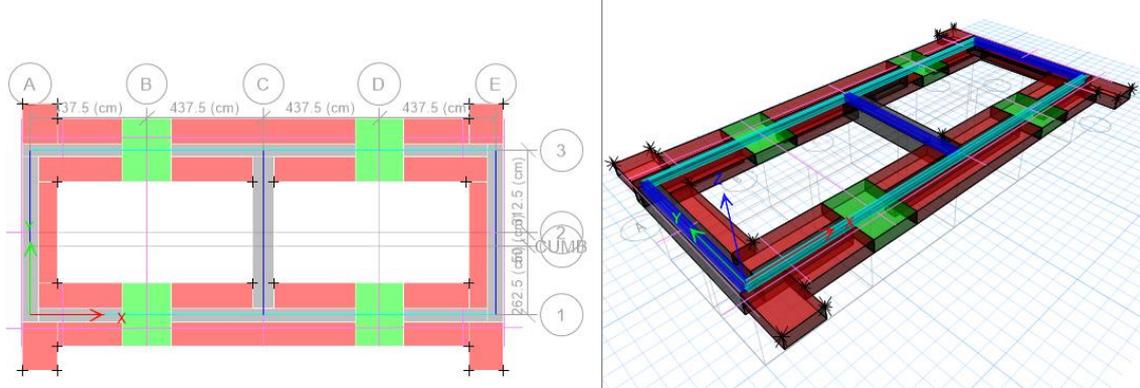
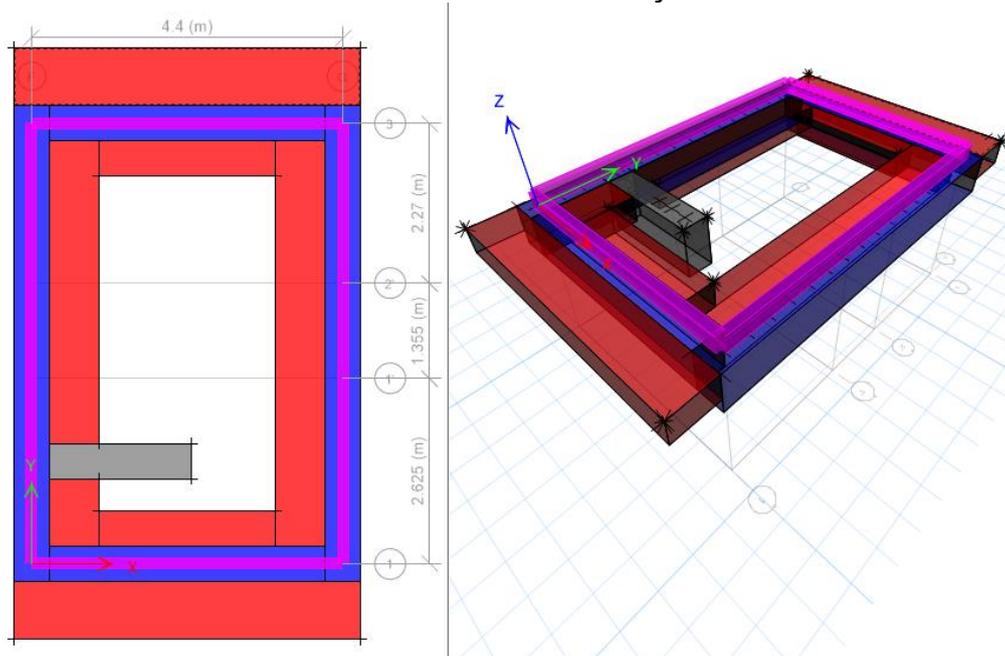


Figura 66

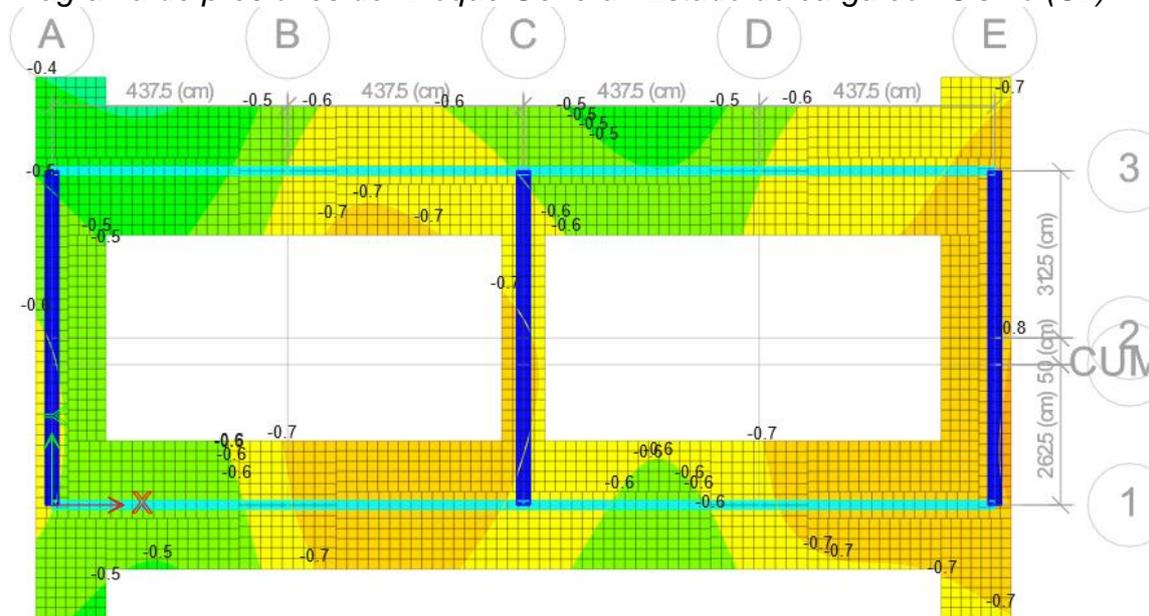
Modelo Analítico de Cimentación de la Escalera 1 y 2



VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS EN EL TERRENO

Figura 67

Diagrama de presiones del Bloque General: Estado de carga con Sismo (S2)



Max = -0.366 at [100, 800, 0]; Min = -0.81 at [1780, 94.118, 0]

Nota. Presiones en el Bloque General para la combinación: S2: CM+0.5CV + SE(X)

Figura 68

Diagrama de presiones de la Escalera: Estado de carga sin Sismo (S1)

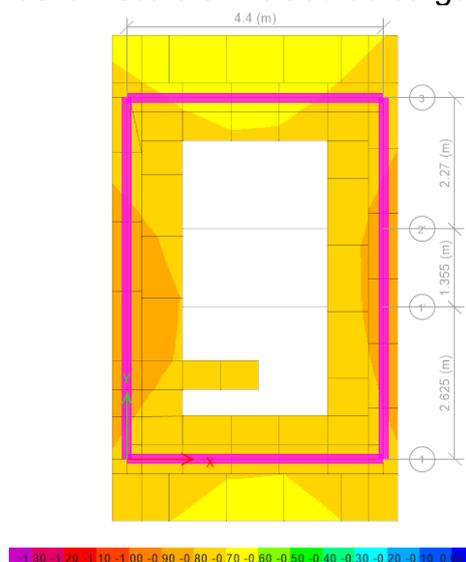
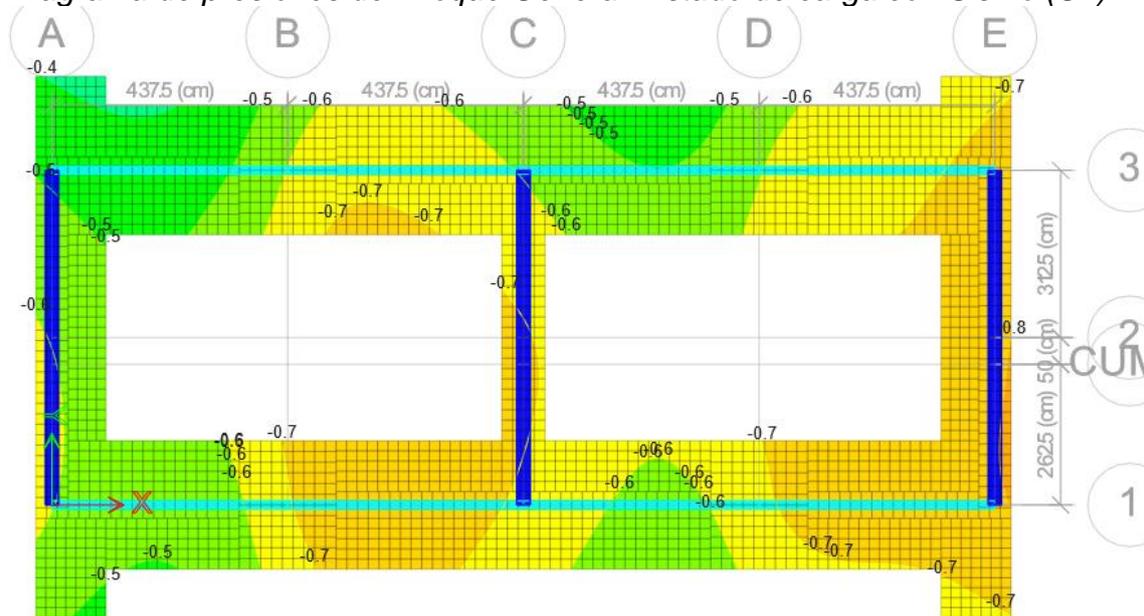


Figura 69

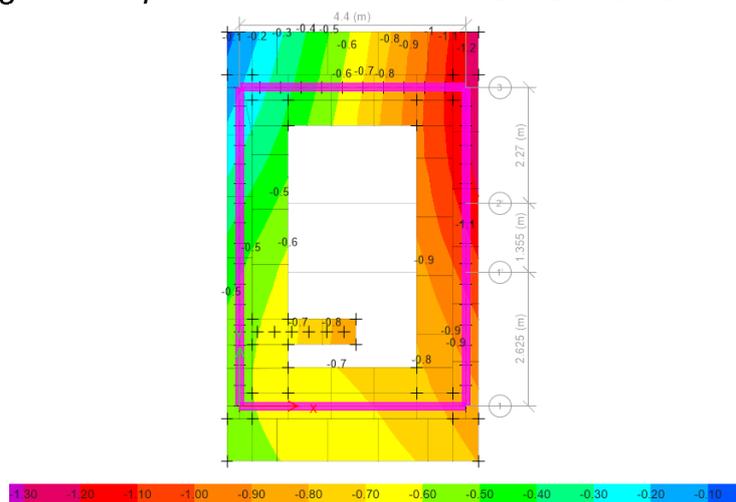
Diagrama de presiones del Bloque General: Estado de carga con Sismo (S2)



Max = -0.366 at [100, 800, 0]; Min = -0.81 at [1780, 94.118, 0]

Nota. Presiones en el Bloque General para la combinación: S2: CM+0.5CV + SE(X)

Figura 70 *Diagrama de presiones del Escalera: S2: CM+0.5CV + SE(X)*



La estructura cumple con la verificación de presiones a nivel de cargas de servicio y sismo. Por lo tanto, el diseño de la cimentación es correcta según la norma E.060. y E.050.

Figura 71

Acero requerido por flexión del Bloque General (cm²/m) (Dirección Y-Y)

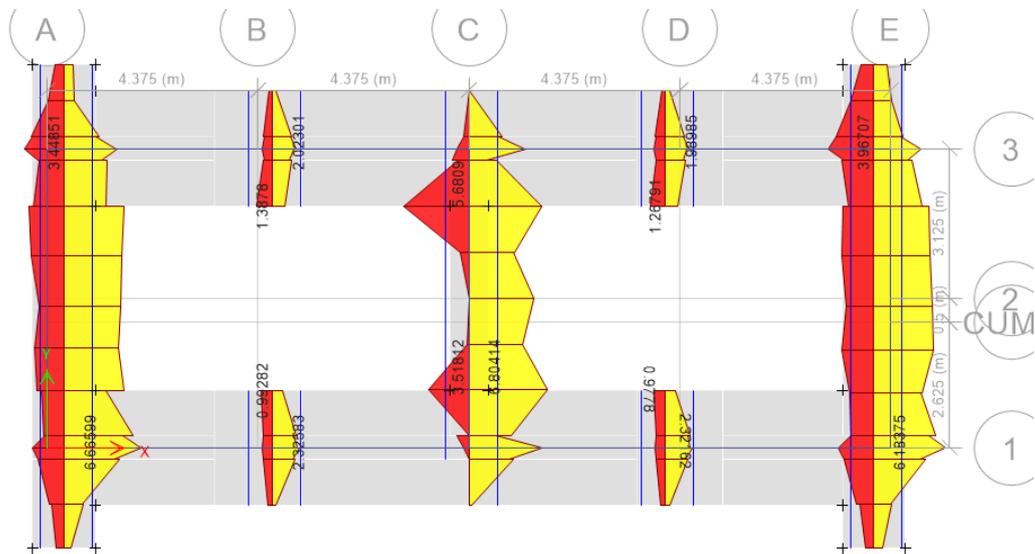
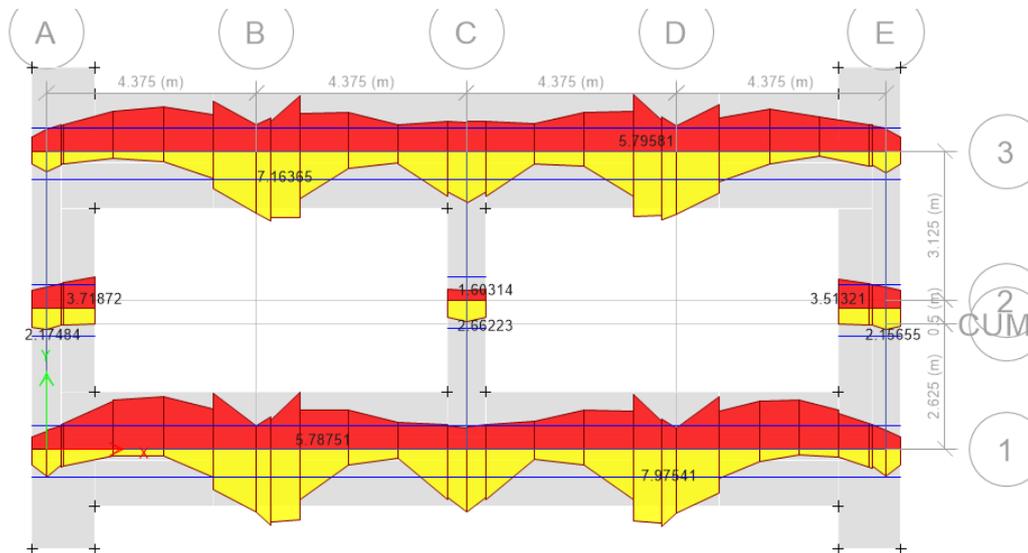


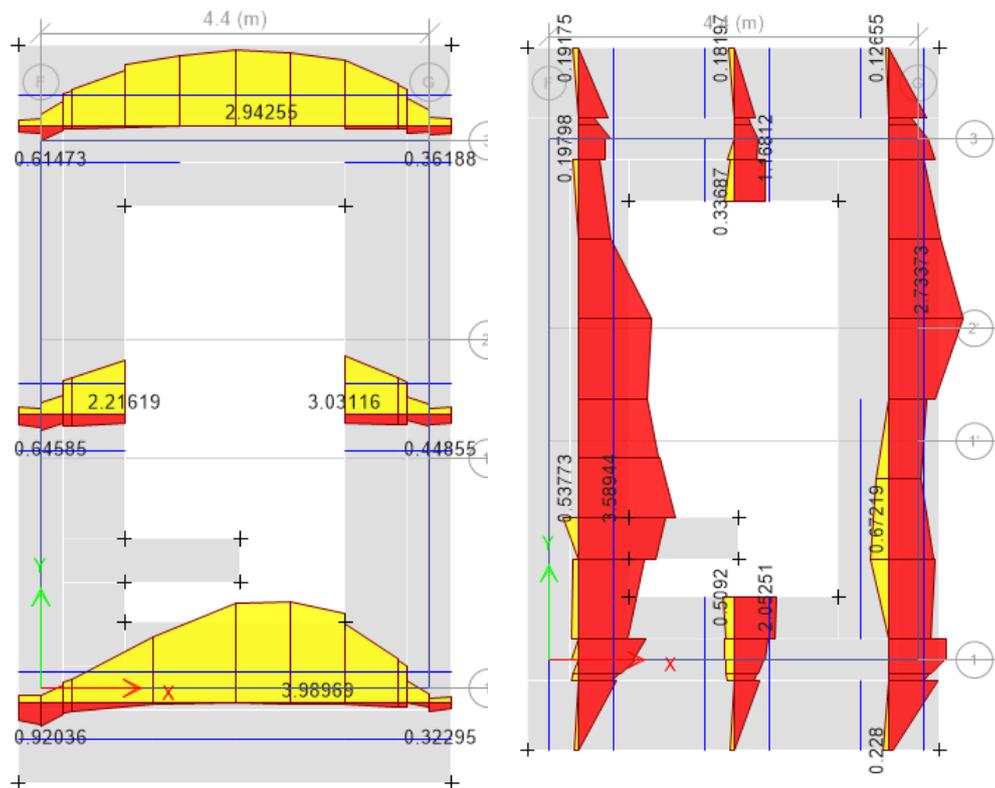
Figura 72

Acero requerido por flexión del Bloque General (cm²/m) (Dirección X-X)



Se incorporó zapatas corridas para cumplir con las presiones, esta cimentación tiene mayor peralte (H=0.70cm) para cumplir con el diseño por corte. Se colocó refuerzo horizontal mínimo según cálculos.

Figura 73
Acero requerido por flexión de Escalera (cm²/m)



V. Discusión de Resultados

Inspección Estructural y Patologías

La inspección estructural permitió describir las características más importantes tanto arquitectónicas como estructurales de la edificación. Se logró identificar las patologías presentes y su ubicación. Permitted corroborar las dimensiones y propiedades de los elementos estructurales según la documentación adquirida. Para la recolección de datos se hizo el uso de la ficha técnica.

Según la Tabla N 12 “Patologías Estructurales y no Estructurales”, se presentan patologías que afectan elementos estructurales directamente como las fisuras en vigas, losas y muros y otras que afectan superficialmente al elemento como la humedad. Una que afectan estéticamente como el mal sellado de las juntas de separación de los bloques, además que impide el libre desplazamiento de la estructura. Es importante corregir estos problemas para garantizar la seguridad estructural y mejorar la estética de la edificación.

El ensayo de esclerometría, sirvió para identificar la uniformidad del concreto. Se concluyó que el concreto en los elementos estructurales ensayados es “uniforme”, no existe elementos con concreto de baja dureza, posible indicación de baja resistencia. No se utilizó este ensayo para determinar la resistencia a la compresión del concreto. Para la resistencia a la compresión del concreto se consideró los ensayos realizados a los testigos fabricados en obra y ensayados en laboratorio por el contratista.

Uno de los problemas encontrados en la inspección es el de las juntas sísmicas que separan los bloques y las columnas de los alfeizares. Estas juntas fueron tarrajeadas con mortero para luego generar una bruña de 1 cm de ancho por 1cm de profundidad. Esto genera que la función de la junta se vea limitada y no se permita el libre desplazamiento de los elementos y/o bloques, es por eso que se presentan grietas en dicha zona que están afectando estética y estructuralmente las columnas. Esto coincide con lo explicado por el Ing. Juan Antonio Blanco Blasco en su tesis “Las Estructuras de los Centros Educativos (Colegios) en el Siglo XX en el Perú” , pág. 47.

Del Estudio de Mecánica de Suelos

La clasificación del tipo de suelos es corroborada según la Tabla 2 de clasificación del suelo SUCS. El suelo según el EMS es de tipo grano fino clasificado como CL (Arcilla de baja a mediana plasticidad) - ML (Limo de baja plasticidad). Este tipo de suelo se verificó realizando una calicata en campo para la verificación visual de las características del suelo y del terreno. El suelo de la primera capa era de color negro (orgánico) y conforme bajaba el color se aclaraba, al tacto era suelto y pegajoso (arcilla – limo), se encontraron gravas dispersas menores a 2cm, no se encontró presencia de napa freática a una profundidad de 3m.

Según el catedrático Pérez (2000), las capacidades portantes de los suelos para fines orientativos se muestran en la Tabla 3. Los suelos finos como las arcillas y limos blando tienen valores menores a 0.75kgf/cm^2 y las arcillas

firmes varían de 0.75kgf/cm^2 a 1.5kgf/cm^2 . El valor calculado en el EMS utilizando la Fórmula de Terzagui y Peck (1967), con los parámetros de Vesic (1971) dan como resultado una capacidad portante admisible de 0.91kgf/cm^2 para cimientos corridos y 1.16kgf/cm^2 para cimientos cuadrados. Se verifica que estos valores están dentro de los rangos dados por Pérez (2000).

Según el EMS se recomendó una cimentación corrida, cuadrada y rectangular con una profundidad de desplante de 1.60m para cimentaciones corrida y 1.70m para cimentaciones cuadradas o rectangulares. Los planos muestran que la profundidad de desplante en los cimientos corridos es de 1.10m y de las zapatas de 1.20m.

Modelamiento y Análisis Estructural

Para el modelamiento se planteó un sistema de pórtico de concreto armado en la dirección de análisis "X-X" y en la otra dirección "Y-Y" de muros de albañilería confinada como los cuatro bloques son iguales y están ubicados bajo el mismo suelo se modeló un solo bloque llamado Bloque General.

Los coeficientes básicos de reducción de las fuerzas sísmicas según la norma E.030-2018 para pórticos es 8 y para albañilería es de 3. Según los resultados de fuerza cortante en la base Tabla 26, en la dirección "X-X" las columnas reciben el mayor porcentaje de fuerza cortante total 62.1% y en la otra dirección "Y-Y" los muros de albañilería reciben el mayor porcentaje de fuerza cortante total en la base 94.8%; por lo tanto, se verifica que el sistema estructural asumido en ambas direcciones de análisis es correcto.

Según la documentación el proyecto es del año 2009, así que la norma empleada para el diseño sismorresistente fue la norma E.030 -2006. En la norma E.030-2006 el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas R para pórticos era 8 y para albañilería confinada era 3, la cortante se calculaba como la actual norma, lo que si varía es en la zonificación sísmica, la norma del 2003 establece para una zona sísmica 3, donde se encuentra nuestra edificación, un factor de zona de 0.4 y la actual norma establece par un zona símica 3 un factor de zona es de 0.35, disminuyendo así el porcentaje de aceleración de gravedad aplicado a la estructura para la edificación en estudio.

Según la Tabla 31, para el Bloque General, las fuerzas cortantes dinámicas del primer entrecapiso en ambas direcciones de análisis son mayor al 80% de la cortante estática; por lo tanto, según la norma E.030-2018 no es necesario escalar el sismo. En el bloque de la escalera en ambas direcciones de análisis la fuerza cortante dinámica del primer entrecapiso es menor al 80% de la fuerza cortante por el sismo estático, sin embargo, no es necesario escalar ya que se evalúa la edificación en su condición existente y no se realiza un diseño del mismo.

Verificación de Distorsiones de Entrecapiso

La estructura existente evaluada fue sometida al modelamiento y análisis estático y dinámico lineales, obteniendo los resultados de distorsiones de entrecapiso resumidas en la Tabla 37. Las distorsiones en la dirección de análisis “X-X” son mayores a la distorsión límite, la deriva máxima es de 0.013653, 95% más que la deriva límite de 0.007. En la dirección de análisis “Y-Y”, la máxima distorsión de entrecapiso es de 0.001048, 79% menos que la deriva límite de 0.005, por lo tanto, las derivas límite son bastante menores a la deriva límite.

Según el Ing. Juan Antonio Blanco Blasco en su tesis “Las Estructuras de los Centros Educativos (Colegios) en el Siglo XX en el Perú”, pág. 21. Menciona que según los estudios realizados en las edificaciones afectadas por los sismos de Nazca (1996) y Arequipa, Moquegua y Tacna del 2001, los desplazamientos laterales durante el sismo fueron mayores al espesor de la junta sísmica motivo por el cual se produjo la interacción Columna-tabique, generando así el problema de columna corta. Correlacionando con nuestro proyecto, si no se corrige el problema de rigidez lateral la edificación podría presentar fallas de columna corta y golpeteo de estructuras (bloques) debido a los grandes desplazamientos en la dirección longitudinal.

Verificación del Diseño de Elementos Estructurales

Se analizó la losa del voladizo por ser la que está expuesta a mayores cargas ($s/c=400\text{kgf/cm}^2$) obteniendo un área de acero para momento negativo insuficiente comparado con el área de acero colocado en obra, para momentos

positivos, cortante y refuerzo por temperatura el diseño es conforme al calculado según la norma E.060 de concreto armado. En el caso de la losa del segundo techo (techo a dos aguas) el diseño por flexión y cortante es correcto según la norma E.060.

La capacidad de las vigas primer techo (ϕM_n , ϕV_n , ϕT_{cr}), es menor a la demanda por flexión (M_u), cortante (V_u) y torsión (T_u). La falta de rigidez global de la estructura en la dirección "X-X" según la Tabla N 37 de distorsiones, genera grandes desplazamientos y por ende mayores esfuerzos (momentos y fuerzas axiales) en los elementos estructurales, esto provoca que la demanda por flexión y corte se incrementen (área de acero, sección de elemento), además se generan mayores momentos torsores incrementando la demanda por torsión en los elementos. Las vigas del segundo techo al presentar menores cargas cumplen con el diseño por flexión, corte y torsión según la norma E.060.

Las columnas de los pórticos al ser verificadas por flexocompresión y cortante, no cumplieron con el diseño según la norma E.060. Tanto la columna C-1 como la C-2 superan la ratio 6/5 capacidad viga/columna, superan el cortante en el nudo y las cargas están fuera del diagrama de interacción. La columna C-1 no tiene la longitud suficiente para lograr la longitud de desarrollo de la viga VP-102, sin embargo, ambas cumplen con el área de acero mínimo.

Los muros de albañilería en la dirección "Y-Y" cumplen con la densidad de muros reforzados según la norma E.070. Los muros cumplieron con la verificación por esfuerzos axiales máximos en el primer y segundo nivel de la edificación. Se verificó que ningún muro se agrietaba ante el sismo moderado, además el edificio tiene una adecuada resistencia y rigidez en el primer y segundo nivel en la dirección de análisis "Y-Y" según la norma E.070.

Se verificó el diseño de la escalera para flexión, corte y refuerzo por temperatura. Según la Tabla 62, los tramos 1 y 2 de la escalera cumplen con el diseño por flexión y corte, pero no cumplen con el diseño de refuerzo por temperatura. La losa maciza del voladizo cumple con el diseño por corte, pero no cumple con el diseño por flexión debido al refuerzo insuficiente para momento negativo.

Verificación de la Cimentación

Se verificó las presiones por servicio y sismo de la cimentación tanto del bloque general como del bloque de la escalera, y para ambos el área de la cimentación es insuficiente para transmitir las cargas de las columnas y muros al suelo, siendo las presiones producidas en el suelo mayores a la presión admisible del suelo de fundación. Las fuerzas sísmicas empleadas en la dirección de análisis "Y-Y" Albañilería, fue ante el sismo moderado, siendo este la mitad de las fuerzas inerciales producidos por el sismo severo según la norma E.070.

Se verificó la estabilidad de la estructura ante el volteo. Ante las fuerzas sísmicas estáticas la estructura cumple con el factor de seguridad de volteo mayor a 1.2 en la dirección Y-Y, sin embargo, en la dirección longitudinal "X-X" el factor de seguridad al volteo M_{rx}/M_{vx} es menor a 1.2 establecido por la norma E.030. Este efecto es producto de la falta de rigidez en la dirección longitudinal, donde se generan mayores momentos de volteo.

Propuesta de Reforzamiento

Los problemas más importantes a solucionar fueron la falta de rigidez lateral en la dirección longitudinal "X-X" y la falta de área en la cimentación para cumplir con la presión admisible del terreno. Para eso se planteó diversas estrategias de reforzamiento que solucionen el problema de rigidez y presiones.

Una de las estrategias empleadas fue el de encamisado de las columnas C-2 transformándolas en placas PL-1 en la dirección "X-X", con el fin de rigidizar la estructura en dicha dirección, además se incrementó el área de la sección de las columnas C-1 tanto en la dirección que actúa como confinamiento del muro y en la otra dirección que actúa como pórtico, esto con el fin de cumplir con la correcta longitud de desarrollo de la viga peraltada que soporta, además de reducir los momentos en las vigas y controlar la torsión del edificio. Esto conlleva a incrementar el área de la cimentación planteando una cimentación de zapatas corridas con el fin de cumplir con el diseño de las cimentaciones, debido a la baja capacidad portante del terreno y a las grandes áreas que salían para cumplir con las presiones.

Según a Tabla 68 la estructura reforzada cumple con las derivas límite establecidas por la norma E.030. Se verifico el diseño de los elementos estructurales, los cuales cumplen con el diseño según la norma E.060. Se logró reducir la demanda que tenían las vigas las cuales ya no era necesario el reforzamiento. Se reforzó la losa del voladizo y la viga de borde del primer nivel.

CONCLUSIONES

- Se concluye que, la realización de la inspección estructural, sirvió para la recopilación y análisis de la documentación del proyecto para luego ser verificada en campo, permitió realizar el levantamiento de los daños (patologías) y clasificarlos según su tipo y nivel del daño, determinar las propiedades y características de los materiales (concreto, acero, albañilería, suelo) y realizar el ensayo no destructivo de esclerometría.
- Se concluye que, las patologías presentes en el Pabellón C predominan las de tipo mecánicas (43%) manifestadas mediante grietas y fisuras las cuales están presentes en vigas, losas aligeradas y muros de albañilería. Las lesiones no estructurales, en segundo lugar, representan en el 29% de las lesiones. El nivel de daño en la edificación va de daño estructural ligero (40%) a daño estructural fuerte (20%) con una gran relevancia en el daño no estructural el cual representa el 40% del daño.
- Se concluye que el ensayo de esclerometría realizado a las columnas vigas y losa arrojó un concreto uniforme, los Índices de Rabote no difieren en más del 10%, indicando que la dureza superficial de concreto es uniforme y confirmando la buena calidad del concreto. Para hallar la resistencia a compresión del concreto se empleó el promedio de la resistencia obtenida de los testigos fabricados en el momento del vaciado del concreto y ensayados en laboratorio por el contratista.
- Dentro del análisis del Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) podemos dilucidar que, se verificó el perfil estratigráfico y clasificación del suelo con la realización de una calicata para ser verificada visualmente, encontrando el suelo conforme se menciona en el EMS. La capacidad portante dado por el EMS está de acorde a lo esperado para el tipo de suelo encontrado, siendo las presiones admisibles correctas. El proyectista no respetó ciertas recomendaciones dadas por el EMS, como la profundidad de desplante de la cimentación. Se concluye que el estudio de Estudio de Mecánica de Suelos del expediente original fue realizado de forma correcta y sus datos son fiables.

- Al realizar la verificación de irregularidades, la edificación no aplicó para ninguna irregularidad según la norma E.030, concluyéndose que los bloques del pabellón C son regulares tanto en planta como en altura. Se corroboró que el sistema estructural predominante en la dirección longitudinal “X-X” era de pórticos y en la otra dirección “Y-Y” el sistema estructural predominante era de albañilería confinada.
- Se demuestra que, para el bloque general, la deriva máxima del entrepiso en la dirección longitudinal de análisis “X-X” supera la deriva límite de 7‰ “Concreto Armado”, siendo la deriva máxima de 13.68‰; por lo que en la dirección longitudinal la estructura presenta grandes desplazamientos y la rigidez global es insuficiente según la norma E.030-2018. En la otra dirección de análisis “Y-Y” la máxima deriva es de 1.05‰, siendo esta menor a la deriva límite de 5‰ “Albañilería”, por lo que la estructura en dicha dirección de análisis presenta rigidez adecuada según la norma E.070. Para el bloque de la escalera en ambas direcciones de análisis las distorsiones de entrepiso son menores a la distorsión límite de 5‰ “Albañilería”, siendo la deriva máxima de 2.78‰; por lo tanto, el bloque de la escalera cumple con las derivas límite según la norma E.030.
- De la verificación del diseño para el Bloque General, la mayoría de vigas del primer nivel no cumplen con el diseño por flexión, cortante y torsión. La losa del voladizo del primer techo no cumple con el diseño por flexión negativa. Las columnas de los pórticos no cumplen con el diseño por flexocompresión y corte. Los muros de albañilería presentan un adecuado comportamiento y cumplen con el diseño según la norma E.070. La cimentación no cumple con las presiones por servicio y sismo, estas superan la capacidad portante del suelo. Se concluye que la capacidad (ϕR_n) de la mayoría de vigas del primer nivel, losas del voladizo y columnas de los pórticos se ve superada por la demanda (R_u) esto quiere decir que estos elementos no son capaces de resistir las solicitaciones a las que están expuestos.
- Se propuso el reforzamiento de las columnas del bloque general empleando la estrategia de encamisado y transformando la columna C-2 en la placa PL1

en la dirección "X-X", el sistema estructural cambió de pórticos a muros estructurales, esto con el propósito de incrementar la rigidez en dicha dirección de análisis. Además, se planteó el reforzamiento de las viguetas del voladizo de la losa aligerada del primer techo incrementando el refuerzo longitudinal. También se planteó la reparación y reforzamiento Del muro M1X del bloque de la escalera para incrementar su resistencia y mejorar la densidad de muros en la dirección "X-X", para esto se aplicó el método de reforzamiento con mallas electrosoldadas. Se planteo el reforzamiento de la cimentación cambiando de zapatas aisladas y cimentación corrida, a conformar una sola cimentación con zapatas corridas en ambas direcciones.

- Se concluye que, las derivas por sismo dinámico y estático del entrepiso del Bloque General reforzado en ambas direcciones de análisis fueron menores a las derivas límites según la norma E.030. La deriva máxima en la dirección "X-X" es del valor de 3.3‰, la cual es menor a la deriva limite 7‰ "Concreto Armado", y en la otra dirección "Y-Y" la deriva máxima fue de 0.78‰ siendo menor a la deriva límite de 5‰ "albañilería".
- Al verificar el diseño de los muros estructurales estos cumplen con el diseño por flexocompresión y corte según la norma E.060. Se redujo las solicitaciones sobre las vigas del primer techo teniendo la capacidad suficiente para resistir las demandas sísmicas, por lo que no es necesario el reforzamiento de las mismas. Los muros de albañilería tienen la capacidad suficiente para resistir las demandas sísmicas según la norma E.070, por lo que ningún muro se fisura ante el sismo moderado. Las presiones de la cimentación se redujeron al incrementar el área de la misma , por lo que se cumple con las presiones y el diseño por flexión y corte según la norma E.60.
- Esta tesis ha demostrado que la evaluación estructural permitió verificar el comportamiento adecuado del pabellón C de la Institución Educativa 80140 – nivel secundario del distrito de Chugay, Sánchez Carrión , La libertad, empleando la metodología planteada. Después de lo analizado se concluye que la edificación presenta un diseño sismorresistente incorrecto y el nivel de daño compromete la seguridad de la edificación. Por lo que se propone la reparación y reforzamiento para mejorar el comportamiento y garantizar la seguridad estructural de la edificación.

RECOMENDACIONES

- Los métodos y técnicas de reforzamiento deben ser mejorados desde el aspecto técnico y económico, se recomienda realizar nuevas investigaciones con técnicas de reforzamiento donde involucre materiales de bajo costo y métodos simples y de fácil aplicación. En cuanto a los métodos de evaluación de estructuras existentes se recomienda estandarizar procesos de evaluación y reforzamiento de acorde a los sistemas estructurales y procesos constructivos de nuestro país.
- Recomendar a los profesionales encargados del diseño de edificaciones esenciales como las instituciones Educativas, seguir los procedimientos y recomendaciones de las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones para garantizar la construcción de edificaciones seguras dado que ante situaciones de emergencia estas edificaciones deberán ser usadas para la atención de la crisis.
- Se recomienda realizar el ensayo destructivo de núcleos diamantinos según la norma NTP 339.059, para poder obtener la resistencia real del concreto con mayor confiabilidad y así poder correlacionar los resultados del ensayo de esclerometría con los de los núcleos diamantinos.
- Se debe retirar el mortero colocado en las juntas sísmicas entre los bloques y entre columna - alfeizares, reemplazar con material elastoplástico y colocar tapajuntas metálico en juntas sísmicas de los bloques.
- Se recomienda reparar las fisuras presentes en las vigas y losas con el fin de prevenir un daño mayor en dichos elementos. También se debe dar mantenimiento y mejorar el sistema de evacuación de lluvias para prevenir filtraciones de aguas.
- Se recomienda para el análisis más detallado de la edificación empleara métodos no lineales, empleando un diseño por desempeño.
- Se recomienda la verificación de las dimensiones y profundidad de fundación de la cimentación dado que los planos carecen de detalles.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abanto Castillo, T. F. (2017). *Análisis y diseño de edificaciones de albañilería*. Lima: Editorial San Marcos.
- ACI 364.1R-19. (2019). *Guide for Assessment of Concrete Structures before Rehabilitation*.
- Alanoca Quenta, A. (2008). *Reparación y Refuerzo de Estructuras de Concreto y Mampostería*. Trujillo.
- Almirón Torres, E. L., & Yndigoyen Sucasaire, D. L. (2018). *EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO EN EL CENTRO DE SALUD LEONCIO PRADO, DE LA CIUDAD DE TACNA*. Tesis, Universidad Privada de Tacna, Tacna.
- American Concrete Institute - ACI 562-19. (2019). *Requisitos del código para Evaluación, Reparación y Rehabilitación de Estructuras Existentes de Concreto (ACI 562-19) y comentario*. Farmington Hills.
- American Concrete Institute. (2019). *Evaluación, Reparación y Rehabilitación de Estructuras de Concreto Existentes*. Farmington Hills.
- Andrés López, O. (2014). *Guía para la Evaluación de Edificaciones Existentes con Fines de Adecuación Sísmica. CAF-banco de desarrollo de América Latina*.
- Astorga Mendizábal, M. A., & Aguilar Velez, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico de edificaciones*. Tesis para optar al grado de Magister en Ingeniería Civil, Lima.
- Banco, I. d. (s.f.). *Banco Interamericano de Desarrollo*. Recuperado el 09 de Diciembre de 2014, de <http://publications.iadb.org/handle/11319/3765?locale-attribute=es>
- Blanco Blasco, J. (2005). *Las Estructuras de los Centros Educativos (Colegios) en el Siglo XX en el Perú Diversos Proyectos de Reforzamiento y Ejemplos de Estructuración de Edificaciones de la Universidad Católica del Perú*. Lima: PUCP.
- Brajam M., D. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. México: Cengage Learning Editores.
- Broto Comerma, C. (2006). *Enciclopedia Broto de las Patologías de la Construcción*. Barcelona: STRUCTURE.
- C. McCormac, J., & H. Brown, R. (2017). *Diseño de Concreto Reforzado*. México: Alfaomega Grupo Editor.
- Calavera Ruiz, J. (2005). *PATOLOGIA DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO*. Madrid: INTEMAC.S.A.

- Censo Educativo . (2017). Censo Educativo. Perú.
- CENTRO PERUANO-JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES (CISMID). (2011). *Estudio de Microzonificación Sísmica y Vulnerabilidad en el Distrito de Puente Piedra*. Lima. Obtenido de <https://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/documento/2698>
- Dirección General de Arquitectura, Vivienda y Suelo - España. (2019). *Documento Basico Seguridad Estructural*. España.
- E. Harmsen, T. (2017). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO*. Lima: PUCP FONDO EDITORIAL.
- EERI, E. E. (2022). *Earthquake Engineering Research Institute (EERI)*. Obtenido de <https://www.eeri.org/>
- ENIE. (2016). *Encuesta Nacional a Instituciones Educativas*. Obtenido de INEI.
- ESCALE. (30 de Mayo de 2022). *Estadística de la Calidad Educativa (ESCALE)*. Obtenido de <http://escale.minedu.gob.pe/>
- Espada Chilin, S. M., & Mego Farías, A. S. (2020). *Procedimiento para una evaluación estructural en una vivienda de concreto*. Pontifica Universidad Católica del Peru, Lima.
- FEMA273. (1997). *NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*.
- Florentín Saldaña, M. M., & Granada Rojas., R. D. (2009). *PATOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS EN LOS EDIFICIOS. PREVENCIÓNES Y SOLUCIONES*. PARAGUAY.
- Florentín Saldaña, M., & Granada Rojas, R. (2009). *PATOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS*. Paraguay: FADA UNA.
- Guerrero Zavaleta, N. A. (2021). *EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL BLOQUE B1 DE LA I.E. JAÉN DE BRACAMOROS, DE LA CIUDAD DE JAÉN, 2019*. Tesis, Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca.
- Gutiérrez del Valle, Á. R. (2018). *Evaluación para la rehabilitación estructural del actual Centro de Investigación de la Universidad del Valle de Guatemala*. Tesis, Universidad del Valle de Guatemala, Guatemala.
- INEI. (2006). *Encuesta Nacional a Instituciones Educativas*. Perú.
- INEI. (Mayo de 2022). *Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI)*. Obtenido de <https://www.inei.gob.pe/>
- Instituto del Cemento y del Concreto de Guatemala (ICCG). (2018). *Ensayos no Destructivos para Evaluación de Resistencia del Concreto*. ICCG, 2.

- Instituto del Cemento y del Concreto de Guatemala. (2018). Ensayos no destructivos para evaluación de la resistencia del concreto endurecido. *ICCG*.
- Kassimali, A. (2015). *Análisis Estructural*. México: Cengage Learning.
- López Manzano, C. A., & Pérez Alfaro, C. R. (2017). *APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SÍSMICO PARA LA EVALUACIÓN DEL ALA NORTE DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE MEDICINA DE LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR*. Tesis, Universidad de el Salvador, El Salvador.
- López, O. A. (Diciembre de 2014). Guía para la evaluación de edificaciones existentes con fines de adecuación sísmica. *GeóPOLIS*. Obtenido de <http://scioteca.caf.com/handle/123456789/895>
- MCMILLAN , J. H., & SCHUMACHER, S. (2006). *Investigación educativa. Una introducción conceptual*. España: Pearson Educación, S.A.
- MINEDU. (2017). *Plan Nacional de Infraestructura Educativa*. MINISTERIO DE EDUCACIÓN, PERÚ.
- MINEDU. (2021). *Norma Técnica "Criterios Generales de Diseño para Infraestructura Educativa"*. Lima.
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile. (2018). *Manual de Reparaciones y Refuerzos Estructurales*. Santiago.
- Morales Morales, R. (2006). *Diseño en Concreto Armado*. Lima.
- Muñoz Peláez, A. (2020). *Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente*. Informe, LIMA. Obtenido de https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/1129512/COMENTARIOS_A_LA_NORMA_PERUANA_E.030_DISE%C3%91O_SISMORRESISTENTE.pdf
- NEODEX. (2022). *NEODEX*. Obtenido de <http://neodexndt.com/es/tacometro/>
- Nieto Tacur, J. C. (2017). *"Evaluación Patológica y Estructural de la infraestructura del Colegio ANTONIO ÁVILA MALDONADO"*. Tesis, Universidad de Cuenca, Cuenca.
- Ocola, L. (2005). Peligro, vulnerabilidad, riesgo y la posibilidad de desastres sísmicos en el Perú. *Geofísica*61, 5.
- Ortega García, J. E. (2015). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima: Macro EIRL.
- Ottazi Pasino, G. (2015). *Apuntes del Curso Concreto Armado I*. Lima.
- PRONIED. (2020). *Requerimientos técnicos mínimos de un Estudio de Mecánica de Suelos*. Lima.

- Razo Carrasco, D. G., & García, D. O. (10 de Marzo de 2020). Evaluación Integral de la Seguridad Estructural de Edificaciones Existentes Dañadas por Sismos de Gran Magnitud. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 61. Obtenido de http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2020000300051
- Rodriguez Rodriguez, V. (2004). *MANUAL DE PATOLOGÍA DE LA EDIFICACIÓN*. MADRID: UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID.
- Safina Melone, S. (2003). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico (Tesis Doctoral)*. Departament d'Enginyeria del Terreny, Cartogràfica i Geofísica. Barcelona, España: UPC. Obtenido de <http://hdl.handle.net/2117/93538>
- San Bartolomé Ramos, Á. (1998). *Análisis de Edificios*. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- SEAOC. (2000). *Structural Engineers Association of California*.
- Secretariat, I. R. (s.f.). DOCUMENTO DE APOYO INFRAESTRUCTURA.
- SENCICO - R.N.E. - E.060. (2009). *Norma E.060, Concreto Armado*. LIMA. Obtenido de <https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>
- SENCICO. (2014). *Determinación del Peligro Sísmico en el Territorio Nacional*. Lima. Obtenido de https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/1052757/DETERMINACION_DEL_PELIGRO_SISMICO_EN_EL_TERRITORIO_NACIONAL._.INFORME_FINAL.pdf
- SENCICO. (2018). *Norma E.030, Diseño Sismorresistente*. Lima. Obtenido de <https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>
- Vilca Yujra, A. D., & Collao Flores, C. M. (2018). *EVALUACION ESTRUCTURAL Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA INICIAL 336 VIRGEN DE LA NATIVIDAD, TACNA 2018*. Tesis, Universidad Privada de Tacna, Tacna.
- Villarreal Castro, G. (2016). *INGENIERÍA ESTRUCTURAL*. Obtenido de <https://gennervillarrealcastro.blogspot.com/2016/04/diapositivas-de-curso-ingenieria.html>

ANEXOS

ANEXO N°01: Informe Inspección Estructural

ANEXO N°02: Ficha Técnica

ANEXO N°03: Memoria de Cálculo de la Evaluación
Estructural

ANEXO N°04: Memoria de Cálculo del
Reforzamiento Estructural

ANEXO N°05: Estudio de Suelos con Fines de
Cimentación

ANEXO N°06: Ensayo de Esclereometría

ANEXO N°07: Documentos importantes

ANEXO N°08: Panel fotográfico

Fotografías 1

Verificación de dimensiones de vigas y alfeizares.



Fotografías 2

Fisuras en junta sísmica que esta entre los boques A2 y B2 (junta tarrajead)



Parte frontal de edificación



Parte posterior de edificación

Fotografía 3.

Verificación y medición de fisuras en muros de escalera.

Fisura muro
confinado de
escalera 2.



Fotografía 4.

Verificación y medición de fisuras en losa del voladizo del primer techo.



Fotografía 5.

Observación de humedad y fisura en losa del segundo techo a dos aguas.



Fotografía 6

Fisuras en junta de alféizar de ventana con columna (junta tarrajada)



Fotografía 7

Verificación de junta sísmica existente entre los bloques del pabellón C



Fotografías 8

Verificación del refuerzo en columnas, vigas y losas con el escáner digital.



Fotografías 9

Realización del ensayo de esclereometría en columnas, vigas y losas.



Fotografía 10

Realización de calicata para verificar visualmente las condiciones del suelo



Fotografía 11

Levantamiento topográfico y comprobación de la verticalidad de columnas.



Fotografía 12

Vista frontal de Pabellón C de la I.E. 80140



Fotografía 13.

Vista frontal de Pabellón C – Bloque C1 de la I.E. 80140



Fotografía 14.

Vista posterior del Pabellón C – Bloque C1 de la I.E. 80140



Fotografía 15.

Vista interior de un aula del primer piso.



Fotografía 16.

Vista interior de un aula del segundo piso.



Fotografía 17.

Vista interior de escalera.



ANEXO N°09: Planos Originales de Expediente –
Contrastados

ANEXO N°010: Planos del Levantamiento de Daños

ANEXO N°011: Planos del Reforzamiento